

**Viabilidad técnica y económica de los puentes tipo Stress  
Ribbon contruidos con elementos prefabricados de  
concreto aligerado en las zonas rurales de Colombia**

**Jhony Alejandro Aristizábal López**

**Victor Hugo Monsalve Gómez**

**Trabajo de grado para optar al título de  
Ingeniero Civil**

**Carlos Andrés Blandón Uribe**

**PhD. Ingeniería Sísmica**



**UNIVERSIDAD EIA  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2016**

## Tabla de contenido

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>11</b>
<b>1. PRELIMINARES.....</b>	<b>12</b>
<b>1.1 Planteamiento del Problema.....</b>	<b>12</b>
<b>1.2 Objetivos del proyecto .....</b>	<b>13</b>
1.2.1 Objetivo General.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	13
<b>1.3 Marco de referencia.....</b>	<b>14</b>
1.3.1 Tipología de Puentes.....	15
1.3.2 Puentes tipo Stress ribbon .....	19
1.3.4 Análisis estructural.....	22
1.3.5 Concreto Prefabricado .....	27
1.3.5 Concreto Presforzado .....	30
1.3.6 Concreto Aligerado de Alta resistencia.....	34
<b>2. METODOLOGÍA.....</b>	<b>43</b>
<b>2.1 Identificación de las variables que se deben considerar a la hora de evaluar la viabilidad de un puente en zonas en rurales de Colombia .....</b>	<b>43</b>
2.1.1 Selección de variables principales.....	43
<b>2.2 Selección de las alternativas de puentes más viables en estas zonas y compararlas con una alternativa de puente Stress ribbon. ....</b>	<b>43</b>
2.2.1 Comparación de alternativas .....	43
<b>2.3 Selección de un escenario en particular .....</b>	<b>43</b>
<b>2.4 Diseño geométrico y estructural de un puente tipo stress ribbon para las condiciones del escenario seleccionado. ....</b>	<b>44</b>
2.4.1 Estudios preliminares.....	44
2.4.2 Modelación del puente en software estructural .....	45
<b>2.5 Elaboración de presupuesto y cronograma .....</b>	<b>47</b>
2.5.1 Cantidades de obra .....	47
2.5.2 Cronograma para la construcción del puente .....	47
2.5.3 Presupuesto Referencial .....	48
2.5.4 Comparación con otra alternativa convencional .....	48
<b>3. DESARROLLO DEL PROYECTO .....</b>	<b>49</b>
<b>3.1 Identificación de las variables que se deben considerar a la hora de evaluar la viabilidad técnica y económica de puentes en zonas rurales de Colombia .....</b>	<b>49</b>
3.1.1 Disponibilidad y tipo de material .....	49
3.1.2 Luz .....	54
3.1.3 Vida útil .....	55
3.1.4 Métodos Constructivos .....	55
3.1.5 Costo .....	57
3.1.6 Topografía .....	57
<b>3.2 Selección de las alternativas de puentes más viables en estas zonas y compararlas con una alternativa de puente Stress ribbon .....</b>	<b>58</b>
3.2.1 Elaboración matriz multicriterio .....	58

<b>3.3 Selección de un escenario específico de zona rural en Colombia.....</b>	<b>61</b>
3.3.1 Ubicación y topografía .....	61
<b>3.4 Diseño geométrico y estructural de puente stress ribbon para las condiciones del escenario seleccionado. ....</b>	<b>63</b>
3.4.1 Selección de Variables Iniciales.....	63
3.4.2 Cargas.....	68
3.4.3 Combinaciones de Carga.....	75
3.4.4 Cálculos .....	78
3.4.5 Datos .....	79
3.4.6 Diseño tendones de soporte:.....	80
3.4.7 Diseño torones de Postensado .....	83
3.4.8 Diseño Anclajes .....	94
3.4.9 Modelación en el software SAP2000 .....	109
3.4.10 Planos.....	112
<b>3.5 Variación de las fuerzas en los elementos con respecto a la luz .....</b>	<b>115</b>
3.5.1 Fuerza horizontal vs Luz.....	115
3.5.2 Fuerza Postensado Vs Luz .....	117
3.5.3 Fuerza Anclajes vs Luz .....	119
<b>3.6 Comparación concreto normal vs concreto aligerado .....</b>	<b>121</b>
3.6.1 Luz de 30 metros.....	121
3.6.2 Luz de 50 metros.....	122
3.6.3 Luz de 80 metros.....	123
3.6.4 Luz de 100 metros.....	124
3.6.5 Transporte de los Prefabricados de Concreto Aligerado.....	125
<b>3.7 Comparación de costos de concreto aligerado vs concreto normal .....</b>	<b>128</b>
3.7.1 Concreto de la superestructura .....	128
3.7.2 Concreto de muertos .....	129
3.7.3 Cables de soporte .....	130
3.7.4 Anclajes .....	130
<b>3.8 Elaboración de Presupuesto y Cronograma .....</b>	<b>132</b>
3.8.1 Presupuesto .....	132
3.8.2 Cronograma .....	135
<b>4. CONCLUSIONES.....</b>	<b>138</b>
<b>5. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>140</b>
<b>6. ANEXOS .....</b>	<b>146</b>
6.1 ANEXO 1 .....	146
6.2 ANEXO 2 .....	162
6.3 ANEXO 3 .....	182

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tipo de Agregados Ligeros Artificiales. Fuente: (Pineda, 2010) .....	37
Tabla 2. Valores de $\lambda$ según el tipo de agregado. Fuente: (Pineda, 2010) .....	41
Tabla 3. Matriz multicriterio.....	59
Tabla 4. Ecuaciones regresivas para determinar variables iniciales para diferentes luces. Fuente: Kongju National Univerity-Korea .....	66
Tabla 5. Presiones básicas de viento de acuerdo con tipo de estructura. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	69
Tabla 6. Coeficientes y factores sísmicos para el municipio de Tarso. Fuente: Elaboración propia. ....	71
Tabla 7. Espectro de aceleraciones para diseño sísmico del proyecto. Fuente: Elaboración propia. ....	72
Tabla 8. Combinaciones de carga. Fuente: (Sísmica, 2012).....	75
Tabla 9. Factores de carga. Fuente: Elaboración Propia. ....	77
Tabla 10. Combinaciones de carga a usar en el proyecto. Fuente: Elaboración propia. .	78
Tabla 11. Combinación de carga Resistencia I. Fuente: Elaboración Propia. ....	78
Tabla 12. Luces, áreas y ancho del puente. Fuente: Elaboración Propia.....	79
Tabla 13. Pérdidas por fricción. Fuente: Elaboración propia. ....	86
Tabla 14. Pérdidas totales de postensado. Fuente: Elaboración propia.....	90
Tabla 15. Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto presforzado después de las pérdidas - Elementos totalmente preesforzados. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	91
Tabla 16. Límites de esfuerzo para los torones de presfuerzo. Fuente: (Sísmica, 2012) .	92
Tabla 17. Datos para diseño de anclajes. Fuente: Elaboración propia.....	94
Tabla 18. Datos iniciales caja de concreto.....	97
Tabla 19. Dimensiones caja de concreto. ....	99
Tabla 20. Propiedades de materiales y anclajes.....	100

Tabla 21. Dimensiones del Muerto. ....	100
Tabla 22. Dimensiones muerto de concreto con anclajes. ....	101
Tabla 23. Datos para anclajes al terreno. ....	102
Tabla 24. Catalogo anclajes al terreno. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	102
Tabla 25. Especificaciones anclajes gamma C. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	105
Tabla 26. Factores a y b para determinar separación mínima entre anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	107
Tabla 27. Resultados de flechas, reacciones y esfuerzos. Fuente: Elaboración propia..	109
Tabla 28. Resultados de reacciones. Fuente: Elaboración propia.....	109
Tabla 29. Resultados de esfuerzos. Fuente: Elaboración propia. ....	110
Tabla 30. Modos de vibración de la estructura. Fuente: Elaboración propia. ....	110
Tabla 31. Variación en la cantidad de torones con la luz. Fuente: Elaboración propia. ...	115
Tabla 32. Variación de la cantidad de torones de postensado con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	117
Tabla 33. Variación en la cantidad de anclajes con la luz. Fuente: Elaboración propia. .	119
Tabla 34. Ahorros en puente tipo Stress ribbon de 30 m de luz con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	122
Tabla 35. Ahorros que se tendrían en un puente Stress ribbon de 50 m de luz si se construyera con elementos de concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia.....	122
Tabla 36. Ahorros que se obtendrían en un puente Stress ribbon de 80 m de luz si se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	123
Tabla 37. Ahorros que se obtendría en un puente Stress ribbon de 100 m de luz si se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	124
Tabla 38. Ahorros en el transporte de los elementos prefabricados del puente. Fuente: Elaboración propia.....	127
Tabla 39. Costo adicional que se tendría en los elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	128
Tabla 40. Ahorro que se tendría en el concreto de los muertos si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	129

Tabla 41. Ahorro que se tendría en los cables de soporte si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	130
Tabla 42. Ahorro que se tendría en los anclajes si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente: Elaboración propia. ....	130
Tabla 43. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	162
Tabla 44. Parámetros sísmicos considerados para el diseño del puente. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	164
Tabla 45. Zonas de desempeño sísmico de acuerdo con el CCP-14. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	165
Tabla 46. Porcentaje de N de acuerdo con la zona de desempeño sísmico y al coeficiente de aceleración $A_s$ . Fuente: (Sísmica, 2012).....	165
Tabla 47. Valores interpolados de $N_q^*$ y $N_c^*$ con base en la teoría de Terzaghi. Fuente: (Braja, 2011).....	180
Tabla 48. Combinación de carga Resistencia I. ....	182
Tabla 49. Luces, áreas y ancho del puente.....	182
Tabla 50. Pérdidas por fricción. ....	190
Tabla 51. Pérdidas totales de postensado. ....	194
Tabla 52. Datos para diseño de anclajes. ....	196
Tabla 53. Datos iniciales caja de concreto. ....	199
Tabla 54. Dimensiones caja de concreto. ....	200
Tabla 55. Propiedades de materiales y anclajes. ....	202
Tabla 56. Dimensiones del Muerto. ....	202
Tabla 57. Dimensiones muerto de concreto con anclajes. ....	203
Tabla 58. Datos para anclajes al terreno. ....	204
Tabla 59. Catalogo anclajes al terreno. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	205
Tabla 60. Especificaciones anclajes gamma C. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	208
Tabla 61. Factores a y b para determinar separación mínima entre anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	210

## LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Puente sobre el río Lima en la ciudad Bagni Di Lucca, Italia.....	15
Ilustración 2. Sección en I, Secciones tipo viga cajón. Fuente: (Soley Salamero, 2012) ..	17
Ilustración 3. Esquema estructural puente arco. Fuente: (Soley Salamero, 2012) .....	17
Ilustración 4. Construcción puente Stress Ribbon. Fuente: ( <i>Fah Chen &amp; Duan, 2014</i> ) ....	19
Ilustración 5. Vaciado de juntas. Fuente: <i>Stráský (2006)</i> . ....	20
Ilustración 6. Estructuras de arco y cables.....	21
Ilustración 7. Rigidez de la estructura vs esfuerzo. Fuente: <i>Stráský (2006)</i> . ....	22
Ilustración 8. Instalación de elemento prefabricado con grúa. Fuente: (CARRETERAS. 2000) .....	27
Ilustración 9. Izaje de elemento prefabricado con grúa. Fuente: (CARRETERAS. 2000)	28
Ilustración 10. Sistema constructivo vigas de lanzamiento. Fuente: (CARRETERAS. 2000) .....	28
Ilustración 11. Clasificación de los concretos ligeros. Fuente: (Pineda, 2010) .....	36
Ilustración 12. Horno rotatorio. Fuente: Henan Zhenczhou LTD. ....	39
Ilustración 13. Puente de hormigón armado de 15 m de longitud. Malawi. Fuente: (Soley Salamero, 2012) .....	53
Ilustración 14. Rango de luces más frecuentes para la utilización de diferentes tipos puentes. Fuente: (CARRETERAS. 2000).....	54
Ilustración 15. Construcción puente con sistema de cimbra autoportante, puentes Cocán, Colombia. Fuente: Elaboración propia. ....	56
Ilustración 16. Instalación elementos prefabricados. Fuente: ( <i>Stráský, 2006</i> ) .....	60
Ilustración 17. Topografía 3D Terreno. Fuente: Universidad EIA .....	61
Ilustración 18. Topografía 3D terreno. Fuente: Universidad EIA .....	62

Ilustración 19. Elevación terreno. Fuente: Elaboración propia.....	62
Ilustración 20. Vista planta terreno. Fuente: Conconcreto S.A.....	63
Ilustración 21. Variación de flecha para diferentes estados de carga. Fuente: Kongju National Univerity-Korea .....	64
Ilustración 22.Diagrama de flujo.....	65
Ilustración 23. Sección transversal. Fuente: Elaboración propia .....	68
Ilustración 24. Barandas Puente. Fuente: Elaboración propia.....	70
Ilustración 25. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento. Fuente: (Sísmica, 2012) .....	72
Ilustración 26. Espectro de aceleraciones para diseño sísmico del proyecto. Fuente: Elaboración propia.....	74
Ilustración 27. Caja de concreto con lleno. Fuente: Elaboración propia. ....	97
Ilustración 28. Muerto de concreto con anclajes. Fuente: Elaboración propia. ....	100
Ilustración 29. Anclaje Freyssinet tipo P1. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	103
Ilustración 30. Anclaje Gama C. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	105
Ilustración 31. Bocina de anclaje de 22 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	106
Ilustración 32. Bocina de anclaje de 7 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	106
Ilustración 33. Recubrimiento y separaciones mínimas para anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	106
Ilustración 34. 3 <sup>er</sup> modo de vibración.....	111
Ilustración 35. 4 <sup>to</sup> modo de vibración. ....	111
Ilustración 36. 2 <sup>do</sup> modo de vibración. ....	111
Ilustración 37. 1 <sup>er</sup> modo de vibración.....	111
Ilustración 38. Variación de la fuerza horizontal con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	116
Ilustración 39. Variación de los torones de soporte con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	116
Ilustración 40. Variación de la fuerza de postensado con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	118



Ilustración 41. Variación de los torones de postensado con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	118
Ilustración 42. Variación en la fuerza de los anclajes con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	120
Ilustración 43. Variación en la cantidad de anclajes con la luz. Fuente: Elaboración propia. ....	120
Ilustración 44. Definición de materiales. Fuente: Elaboración propia. ....	146
Ilustración 45. Definición de secciones. Fuente: Elaboración propia. ....	147
Ilustración 46. Definición de elementos de área. Fuente: Elaboración propia. ....	148
Ilustración 47. Definición de tendones. Fuente: Elaboración propia. ....	149
Ilustración 48. Definición sistema de coordenadas. Fuente: Elaboración propia. ....	150
Ilustración 49. Propiedades de dibujo elemento cable. Fuente: Elaboración propia. ....	151
Ilustración 50. Definición geometría del cable. Fuente: Elaboración propia. ....	152
Ilustración 51. Vista cables de soporte. Fuente: Elaboración propia. ....	153
Ilustración 52. Definición geometría tendones. Fuente: Elaboración propia. ....	154
Ilustración 53. Catenaria tendones. Fuente: Elaboración propia. ....	155
Ilustración 54. Definición de flecha de tendones. Fuente: Elaboración propia. ....	156
Ilustración 55. Extruir líneas en áreas. Fuente: Elaboración propia. ....	157
Ilustración 56. Vista previa losa de concreto. Fuente: Elaboración propia. ....	157
Ilustración 57. Vista previa losa de concreto. Fuente: Elaboración propia. ....	158
Ilustración 58. Definición tipos de cargas. Fuente: Elaboración propia. ....	158
Ilustración 59. Definición tipo de espectro. Fuente: Elaboración propia. ....	159
Ilustración 60. Ingreso datos espectro de aceleraciones. Fuente: Elaboración propia. ..	160
Ilustración 61. Definición análisis por etapas constructivas. Fuente: Elaboración propia. ....	161
Ilustración 62. Dimensiones de tope sísmico y estribo. ....	166
Ilustración 63. Plano crítico de falla por corte unidireccional en diferentes vistas. Fuente: (Vasquez) .....	170

Ilustración 64. Plano crítico de falla para corte bidireccional. Fuente: (Vasquez) .....	172
Ilustración 65. Plano de falla por aplastamiento. Fuente: (Vasquez n.d.). .....	176
Ilustración 66. Explicación y determinación del área 2. Fuente: Elaboración propia.....	177
Ilustración 67. Caja de concreto con lleno.....	199
Ilustración 68. Muerto de concreto con anclajes .....	202
Ilustración 69. Anclaje Freyssinet tipo P1. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	205
Ilustración 70. Anclaje Gama C. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	207
Ilustración 71. Bocina de anclaje de 22 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	208
Ilustración 72. Bocina de anclaje de 7 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013).....	208
Ilustración 73. Recubrimiento y separaciones mínimas para anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013) .....	209

## INTRODUCCIÓN

La movilidad en las zonas rurales siempre se ha caracterizado por ser muy precaria debido al gran esfuerzo que deben hacer los habitantes de estos sitios para trasladarse de un punto a otro. Estas poblaciones al carecer de infraestructura tales como puentes y caminos permanentes además de servicios de transporte público, se ven obligados a tener que recorrer largas distancias, sobrepasando muchos obstáculos como lo son abismos y ríos para poder acceder a los servicios que se encuentran en los cascos urbanos tales como educación, salud, comercio, etc. Debido a las anteriores dificultades, se hace necesario construir puentes peatonales que faciliten el acceso a dichos servicios. Sin embargo, debido a las condiciones que se presentan en estos lugares, muchas veces no resulta viable la construcción de un puente.

Dentro de estas limitaciones se encuentra la topografía montañosa que dificulta muchas veces el acceso a estos sitios, imposibilitando el ingreso de grandes maquinarias como lo son grúas, camiones y demás equipos que se requieren para la construcción de puentes. Además de tener un acceso restringido, también se dificulta la consecución de materiales debido a que en la mayoría de los casos estas zonas se encuentran muy lejanas a los centros urbanos. Lo anterior obliga a que en muchas ocasiones la elección del material con el cual se construirá sea determinado por la disponibilidad local del mismo, ya que en caso de optar por materiales que se encuentren en lugares lejanos, los costos podrían incrementarse considerablemente.

Las tipologías y métodos constructivos de puentes que se emplean hoy en día en Colombia en ciertas ocasiones no logran acomodarse a las limitaciones que se presentan en las zonas rurales. Por lo cual ha sido necesario proponer nuevas alternativas de puentes las cuales no requieran de grandes maquinarias ni el uso de materiales especiales para su construcción con el fin de poderlos implementar en estos lugares que es donde más se necesita de este tipo de infraestructura. Una de estas posibles alternativas podría ser los puentes tipo Stress ribbon los cuales son relativamente nuevos y han sido satisfactoriamente utilizados como puentes peatonales o pequeños puentes para caminos, ofreciendo la ventaja de ser durables, estéticos, de costos bajos y requerir un mantenimiento mínimo.

El presente trabajo de grado consiste en determinar la viabilidad técnica y económica de los puentes tipo Stress ribbon en las zonas rurales de Colombia, que de acuerdo con las experiencias en otros países estos puentes ofrecen la ventaja de ser fáciles y económicos de construir. Para esto se identificarán los factores más determinantes en este tipo de sitios a la hora de construir este tipo de estructuras, para luego poder hacer una comparación con otros tipos de alternativas comúnmente usados y determinar si son competitivos.

## **1. PRELIMINARES**

### **1.1 Planteamiento del Problema**

Gran parte de la población colombiana se encuentra ubicada en zonas aisladas o rurales y como bien se sabe gran parte de los habitantes de estas poblaciones viven en condiciones inadecuadas. Esta baja calidad de vida se debe en cierta medida a los grandes esfuerzos que deben hacer para movilizarse de un punto a otro, como consecuencia, de la difícil topografía que componen el relieve colombiano. Para hacerse una idea de las dificultades de movilidad por las que tienen que pasar estas poblaciones basta con imaginarse un barrio en donde cada bloque de viviendas estuviese separado por varios kilómetros y en uno de ellos estuviese el supermercado, en otro el colegio, en otro la oficina de correos, etc., aparte de no contar con sistemas vehiculares para llegar hasta estos lugares en corto tiempo. Una situación así se vive en el municipio de Tarso, donde una escuela primaria ubicada en las afueras del pueblo no cuenta con la infraestructura adecuada para que sus estudiantes puedan desplazarse a esta de manera segura. La vía que comunica actualmente dicha escuela con el pueblo no cuenta con andén peatonal, por lo que los estudiantes quienes son niños, corren el riesgo de tener incidentes vehiculares al transitar por la vía. Por otro lado, el recorrido que deben hacer es bastante largo, el cual se podría disminuir considerablemente con la construcción de un puente peatonal.

La mejora de la movilidad en las zonas rurales puede mejorar la calidad de vida al facilitar un mejor acceso a los servicios de educación, salud, finanzas, mercados y a la participación en las actividades sociales de las personas que viven en dichas regiones. Una posible alternativa para mejorar la movilidad en estos lugares es la construcción de puentes peatonales que faciliten el paso de un lugar a otro. Sin embargo, esta solución en muchas ocasiones resulta poco factible puesto que los sistemas constructivos que se utilizan en Colombia para la construcción de puentes requieren de maquinaria la cual es difícil de transportar a estos lugares. Además, la construcción en estas zonas aisladas muchas veces requiere de elevadas inversiones de dinero por las cuales no se está dispuesto a pagar. Lo anterior conlleva a la necesidad de mejorar los métodos constructivos que se emplean convencionalmente o emplear nuevas técnicas de construcción que sí se acomoden a las limitantes presentes.

Una posible alternativa sería la implementación de los puentes de banda tensada (Stress ribbon) contruidos a partir de elementos prefabricados de concreto aligerado, los cuales son relativamente nuevos, puesto que se vienen usando en Europa desde la segunda mitad del siglo XX y pueden ser adecuadamente utilizados en la construcción de cruces ligeros como puentes peatonales y en algunos países han sido utilizados como puentes vehiculares, alcanzado alta durabilidad estructural, estética y costos bajos. Sin embargo, esto solo constituye una hipótesis, pues el análisis completo de la viabilidad del uso de este tipo de puente en Colombia no se ha realizado. Con este trabajo de grado se pretende realizar un primer análisis de viabilidad técnica y económica de los puentes tipo Stress ribbon (más específicamente en puentes peatonales) contruidos a partir de elementos prefabricados de concreto aligerado en la zonas rurales de Colombia, con el fin de

determinar si esta tipología puede ser implementado en un futuro en dichos lugares, teniendo en cuenta la ventaja de que su construcción es rápida, barata y no requiere de mucho material.

## **1.2 Objetivos del proyecto**

### **1.2.1 Objetivo General**

- Evaluar la viabilidad técnica y económica de los puentes tipo Stress ribbon en zonas rurales de Colombia contruidos a partir de elementos prefabricados de concreto aligerado para luces entre 30 y 100 m.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Identificar las variables que se deben considerar a la hora de evaluar la viabilidad de un puente en zonas en rurales de Colombia mediante la caracterización de estas zonas.
- Seleccionar las alternativas de puentes más viables para estas zonas y compararlas con una alternativa de puente Stress ribbon mediante una evaluación cualitativa de las variables identificadas anteriormente.
- Seleccionar un escenario específico de zona rural en Colombia.
- Diseñar la geometría y estructura de un puente específico tipo Stress ribbon para las condiciones del escenario seleccionado.
- Realizar el presupuesto y cronograma del puente tipo Stress ribbon diseñado para compararlo con otra alternativa convencional que sea apta para usarse en el escenario escogido.
- Identificar las ventajas que tienen los puentes tipo Stress ribbon con respecto a otra alternativa de puente que exista hoy en día para el escenario seleccionado mediante la comparación de costos y tiempos de construcción.

## 1.3 Marco de referencia

### Antecedentes

Los puentes tipo Stress ribbon han sido utilizados principalmente en los países de Estados Unidos, Japón, Alemania, Suiza e Italia. En los últimos años, se han tenido casos en otros países menos desarrollados tales como Costa Rica y Uruguay.

Sobre el lago Hodges en San Diego California, se construyó el puente tipo Stress ribbon más largo del mundo. Se trata de un puente peatonal de 300 m de luz y 3.6 m de ancho el cual fue inaugurado el mes de mayo del año 2009. Antes de la construcción del puente, los ciclistas y peatones tenían que usar una concurrida carretera interestatal para transportarse de Rancho Bernardo a Escondidos. Ahora esta elegante estructura les permite movilizarse a través de una autopista con una hermosa vista, reduciendo de manera considerable el tiempo de viaje entre el Rancho Bernardo y Escondidos.

La firma que construyó este puente (FCI Constructor Inc) evaluó varias alternativas de puentes que podrían ser viables para esta ubicación. Entre ellas, la construcción del puente por medio de elementos prefabricados de acero, diversas alternativas de puentes de hormigón tipo viga, un puente de madera laminada, alternativas de puentes suspendidos por cables como lo son los puentes colgantes, atirantados y puentes tipo Stress ribbon. De esta evaluación de alternativas se descartaron las opciones de puente metálico y de hormigón por requerir grandes volúmenes de material para su construcción. Las alternativas de puente colgante y puente atirantado también se descartaron debido a las altas torres que demanda estas tipologías estructurales. Finalmente la compañía escogió la alternativa de puente tipo Stress ribbon por las siguientes razones:

- El impacto del puente sobre el área de construcción y el paisaje era mínimo.
- El puente requería de muy pocos apoyos intermedios.
- La facilidad de construir el puente sobre el agua.

(Strasky J. , 1987)

En Italia, el puente sobre el río Lima en la ciudad Bagni Di Luca, se construyó como parte del plan de desarrollo de la ciudad. El puente se diseñó con una estructura basada en la tipología Stress ribbon y encaja perfectamente con el paisaje urbano e histórico. Para la construcción de este puente, la empresa Guidi Gino Spa consideró varias alternativas de puentes que podrían implementarse para este cruce: puentes suspendidos por cables como los colgantes y atirantados, puentes en arco, tipo viga y los tipo Stress ribbon. Finalmente la compañía seleccionó el puente tipo Stress ribbon como la alternativa más viable porque esta ofrecía un acuerdo óptimo entre las limitaciones en cuanto a la estética, la integración ambiental y la variable técnico-económica.

Este puente peatonal tiene una luz de 87 m y una elevación máxima de 1,70 m bajo cargas permanentes y ha sido diseñado con una pendiente máxima del 5% para garantizar la completa accesibilidad del enlace. La superestructura del puente está compuesta por elementos prefabricados de concreto de 3.70 m de ancho por 0.15 m de alto. La forma de la sección y el posicionamiento de los tendones había sido estudiado en detalle a fin de mantener la posición del centro de gravedad constante en todas las fases de construcción y bajo cargas de servicio (SE.I.CO Inc, 2011).



Ilustración 1. Puente sobre el río Lima en la ciudad Bagni Di Lucca, Italia.

Fuente: (SE.I.CO., Inc, 2011)

### 1.3.1 Tipología de Puentes

Un puente puede presentar diversas configuraciones, de entre la multitud de ellas, según su estructura resistente se pueden establecer cuatro grandes grupos:

- **Puentes rectos o puentes viga:** son puentes que se apoyan en dos o más puntos y transmiten las cargas a sus apoyos por mecanismos de flexión.
- **Puentes arco:** los puentes en arco son puentes en donde sus apoyos se sitúan en los extremos de la luz, entre los cuales se dispone de una estructura con forma de arco. Estos puentes se caracterizan por transferir las cargas a sus apoyos mediante esfuerzos de compresión.
- **Puentes pórticos:** son puentes híbridos que tienen características de los puentes viga y los puentes en arco y resisten las cargas gracias a una combinación de flexión y compresión.

- **Puentes sustentados por cables:** son puentes donde su elemento principal es el cable, los cuales son suspendidos de torres y anclados en sus extremos a pilares de sujeción.

(Soley Salamero, 2012)

Evidentemente en estos cuatro grupos de puentes pueden utilizarse diferentes materiales para su construcción, se hablará más adelante de los materiales más empleados para la construcción de puentes en Colombia, y se hará un análisis para determinar cuál es el tipo de material más adecuado para la construcción de un puente en particular.

A continuación se presentará una breve descripción para cada una de estas familias de puentes:

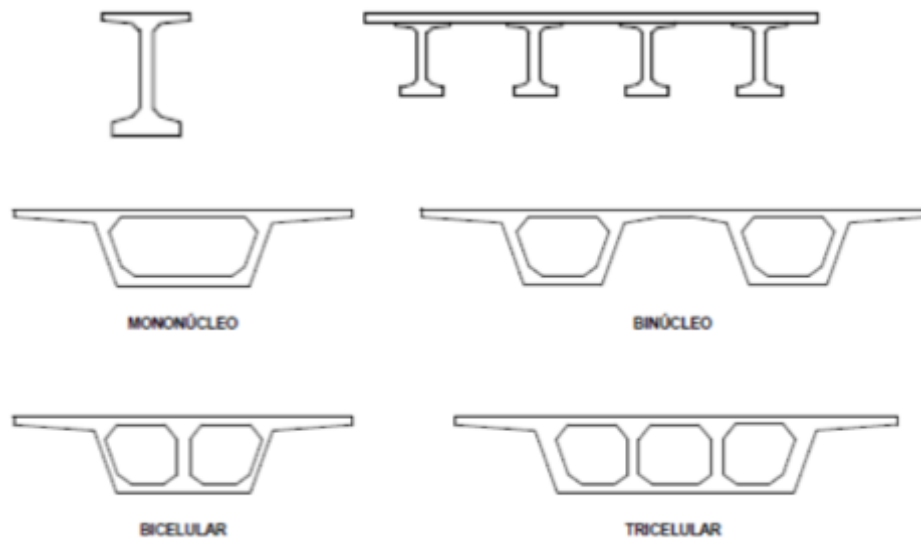
### Puentes vigas

Se trata de una pieza lineal apoyada en dos o más puntos, soportando las cargas que actúan sobre ella gracias a su capacidad para resistir flexión. Aunque el esfuerzo a flexión no es el único que actúa sobre la viga, es el que predomina.

La capacidad para resistir flexión de la viga dependerá de la luz y la inercia de sus secciones, que a su vez es función de la luz. Así pues, la inercia deberá crecer con la luz del puente porque la flexión también aumenta en función de ella.

La magnitud de la flexión en una viga es función de las cargas que actúan sobre ella y de su luz. Como bien se sabe, el momento flector de una carga uniforme sobre una viga aumenta con el cuadrado de la luz, lo cual obliga a aumentar la inercia de la sección. El aumento de la sección hace que la viga pese más, lo que implica que los momentos flectores debido a la carga muerta crezcan en mayor proporción que el cuadrado de la luz. Por lo anterior, es conveniente buscar una sección con la máxima inercia posible y el peso mínimo, es decir, mínima área, como lo son las vigas en I o en cajón. (Soley 2012)



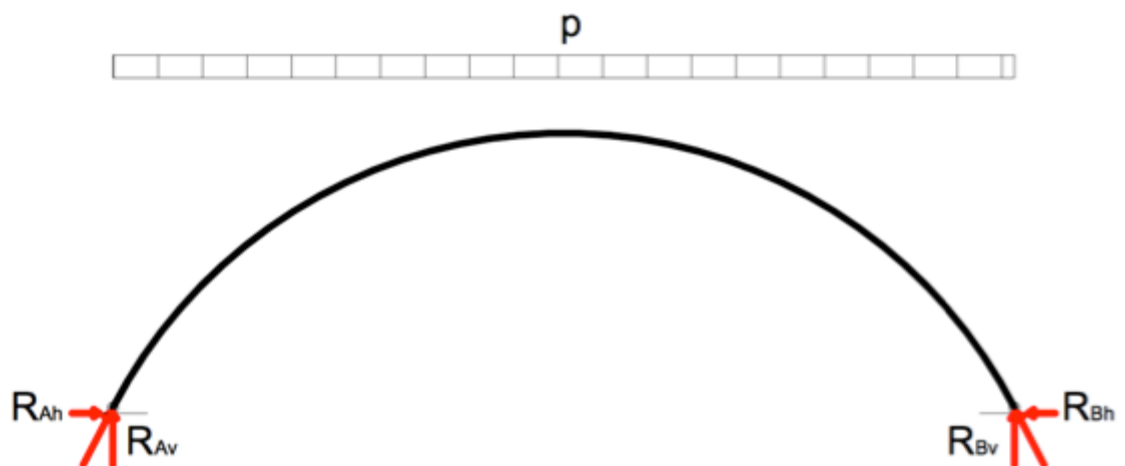


**Ilustración 2. Sección en I, Secciones tipo viga cajón. Fuente:** (Soley Salamero, 2012)

### Puente arco

El arco es una estructura que gracias a su forma, resiste las cargas que actúan sobre él mediante un mecanismo resistente donde predominan las compresiones.

El arco es una estructura que gracias a su forma puede salvar una determinada luz mediante una pieza curva o poligonal, sometida básicamente a esfuerzos de compresión, evitando los esfuerzos de flexión o reduciéndolos a valores poco significativos en su comportamiento resistente. Por lo tanto, es la estructura más apropiada para los materiales aptos para resistir esfuerzos de compresión, como lo es el concreto.



**Ilustración 3. Esquema estructural puente arco. Fuente:** (Soley Salamero, 2012)

Viendo la Ilustración 3, se puede decir que los puentes en arco trabajan transfiriendo su peso propio y el de las cargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. (Soley 2012)

### Puentes pórticos

El pórtico es una estructura intermedia entre la viga y el arco. Los puentes pórtico tienen pilas y tablero al igual que los puentes viga, pero éstos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo, porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos, y además se produce un *efecto pórtico* debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos; en realidad, el *efecto pórtico* es un *efecto arco*. Dentro de este grupo de puentes nos encontramos con los puentes construidos por voladizos sucesivos los cuales son muy utilizados en Colombia.

#### *Puentes por voladizos sucesivos*

El término puentes por voladizos sucesivos hace referencia a un método constructivo utilizado con mucha frecuencia para la construcción de puentes de grandes luces. El método consiste en construir la superestructura del puente a partir de sus apoyos, agregando tramos parciales que se sostienen del tramo anterior. Para la construcción de puentes por voladizos sucesivos, se pueden emplear dovelas vaciadas “in situ” o dovelas prefabricadas. Hasta el momento, en todos los puentes que se han construido en Colombia por voladizos sucesivos no se ha manejado el concepto de la construcción de voladizos sucesivos mediante el uso de dovelas prefabricadas. Esto se puede deber a varias razones, puede ser porque la inversión que se tiene que hacer es muy alta, la falta de información con respecto al proceso constructivo, y en algunos casos no se puede contar con los equipos necesarios ni con zonas cercanas al puente que permitan la ubicación de un parque de fabricación de las dovelas.

Una de las ventajas más importante del sistema constructivo de avance en voladizo, bien sea por hormigonado “In situ” o por dovelas prefabricadas, es la de poder realizar este proceso en completa independencia de factores viales o naturales (como un río) que se puedan presentar en la parte inferior del puente.

### Puentes sustentados por cables

#### *Puentes colgantes*

Su estructura es la inversa del arco. Las cargas que actúan sobre él se transmiten al terreno a través de los cables principales, mediante un mecanismo exclusivamente de tracción, con ausencia de flexiones. (Soley 2012)

### *Puentes atirantados*

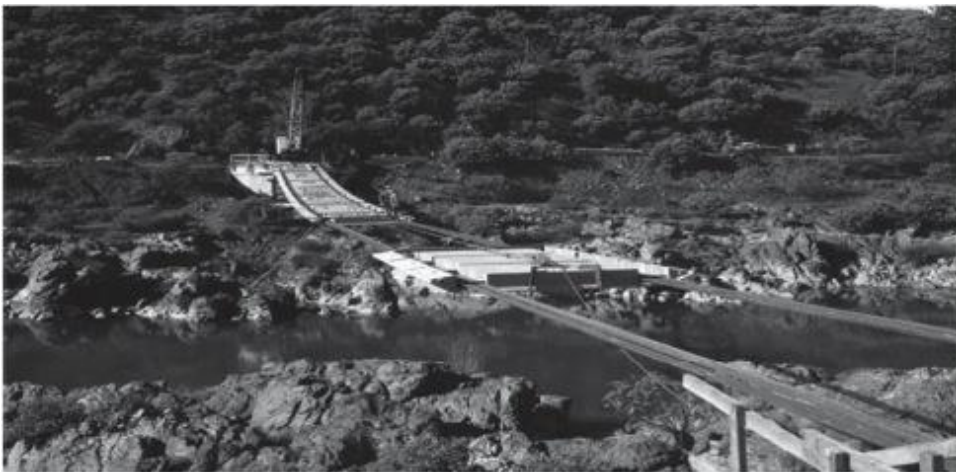
Su elemento resistente fundamental es el tirante, que transmite una fuerza del tablero a la torre mediante una tracción en él. En el sistema resistente del puente atirantado interviene el tablero porque equilibra las fuerzas horizontales generadas en él por los tirantes, mediante una compresión. (Soley 2012)

### **1.3.2 Puentes tipo Stress ribbon**

#### Introducción

Un puente tipo Stress ribbon es una estructura sometida a tracción (similar en muchos aspectos a los puentes colgantes) en donde el tablero está conformado por delgadas losas de concreto y los cables de soporte están embebidos dentro de estas losas. El tablero es postensado con el fin de que el concreto pueda resistir los esfuerzos de tracción y además para poder darle rigidez a la estructura. Estas estructuras pueden ser fabricadas a partir de elementos in situ o utilizando unidades prefabricadas, donde en éstas últimas la cubierta se ensambla con segmentos que se suspenden de los cables de soporte y son desplazados a través de ellos hasta su posición final. El postensado se aplica después de ser vaciadas las juntas entre los segmentos para asegurar la continuidad adecuada de la estructura (Stráský, 2006).

Estos puentes han crecido en construcción principalmente como una alternativa para abarcar largas distancias. Si bien han sido generalmente utilizados como puentes peatonales, también son aptos para resistir cargas vehiculares. El diseño de estos puentes es relativamente nuevo, ya que se vienen usando en Europa desde la segunda mitad del siglo XX (el primer puente de banda tensada fue construido en Pfafikon, Suiza en 1965). Estos puentes poseen muchas ventajas en relación a otros tipos de puentes debido a su facilidad de construcción, estética, resistencia a la vibración y mantenimiento mínimo (Tzavelis, 2010).



**Ilustración 4. Construcción puente Stress Ribbon. Fuente: (Fah Chen & Duan, 2014)**

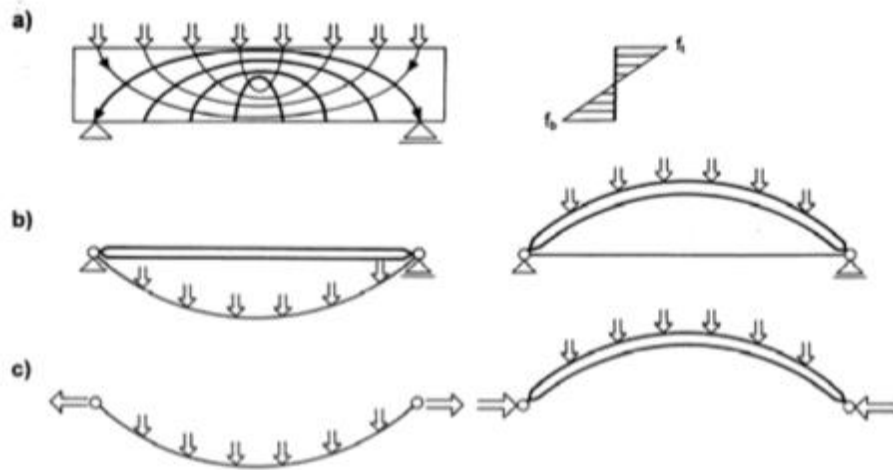


**Ilustración 5. Vaciado de juntas. Fuente: Stráský (2006).**

De modo muy similar a otros puentes soportados por cables, la geometría de un puente tipo Stress ribbon influye significativamente en los requerimientos de diseño de la estructura completa. En el caso de los puentes bajo este diseño, la geometría del cable afecta directamente la forma del puente debido a la simplicidad de la estructura. Las fuerzas están directamente relacionados con la forma del puente, por lo que esta debe ser planeada para asegurar un diseño exitoso de cada componente. (Tzavelis, 2010)

### Sistemas Estructurales

Una estructura tipo Stress ribbon consiste en una cubierta de concreto y sus apoyos en los extremos. Para puentes de grandes distancias, el diseño podría también incluir apoyos intermedios. La geometría de la estructura está caracterizada por una forma en curva que es extremadamente eficiente ante las diferentes cargas. Esto es debido a que la forma del puente sigue un camino principal de carga donde los esfuerzos forman catenarias (Tzavelis, 2010). Las estructuras de suspensión radican su conformación en su forma estructural económica, algo que se evidencia en la siguiente imagen, donde se indican las trayectorias de los principales esfuerzos en una viga simplemente apoyada (Stráský, 2006):



**Ilustración 6. Estructuras de arco y cables.**

(a) Trayectorias de los principales sistemas de esfuerzos a los que se somete un elemento viga (b) Distribución de la fuerza horizontal en las estructuras en forma de arco (c) Implementación de cimientos rígidos en este tipo de estructuras. Fuente: Strasky (2006)

De la Ilustración 6 es evidente que los esfuerzos principales en una viga cargada de forma uniforme se producen en la sección media, fibras superiores e inferiores. La viga tiene una cantidad significativa de masa que no contribuye en la resistencia de las cargas externas. Por lo tanto es claro que si se quiere reducir el peso de la viga se debe eliminar la mayor cantidad de masa posible y utilizar solo la masa que contribuye a la resistencia de las fuerzas de tracción y compresión. De la viga se puede derivar un cable suspendido o un arco en los cuales la fuerza horizontal es resistida por apoyos tal como se muestra en la parte b y c de la ilustración. Una estructura con carga uniforme y en forma de arco puede abarcar grandes luces y una estructura en forma de cable suspendido incluso mucho más. Pero su forma debe ser funicular a la carga dada. Es por esto que los puentes conformados por cables suspendidos son estructuras económicas y eficientes. (Stráský, 2006).

La forma como se disponen los puentes peatonales está influenciada principalmente por dos requisitos; primero, en las estructuras apoyadas por cable, donde la cubierta sigue la forma de los cables, la pendiente está limitada por la flecha. En segundo lugar, estos puentes requieren tener la rigidez suficiente que garantiza un tránsito cómodo y estable. La deformación de las estructuras de suspensión, por tanto, se puede reducir por la rigidez de los cables mediante carga muerta, cables externos o la creación de losas de hormigón preesforzadas con ciertas cantidades de rigidez a la flexión que garanticen la distribución de las cargas locales y la estabilidad de la forma general (Stráský, 2006).

La variación de la rigidez con respecto a la carga en estructuras suspendidas por cables se hace evidente en la Ilustración 7, en donde 5 estructuras tipo stress ribbon son comparadas. (Stráský, 2006):

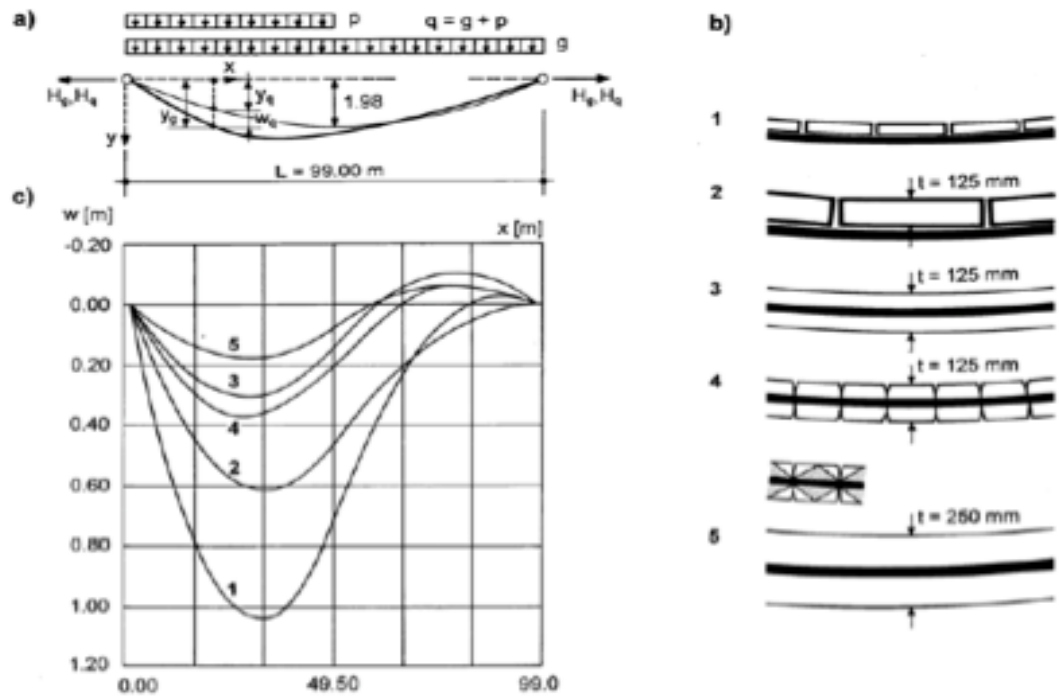


Ilustración 7. Rigidez de la estructura vs esfuerzo. Fuente: Stráský (2006).

### 1.3.4 Análisis estructural

#### Análisis de los cables

Las fuerzas en los cables para los puentes tipo Stress ribbon se determinan de igual manera que un cable simple:

$$H = \frac{g * L^2}{8f} \quad (1)$$

$H$  = componente horizontal de la fuerza axial a través del cable

L = longitud del tramo

g = carga muerta linealmente distribuida en proyección horizontal a través de la longitud del cable

F = flecha en la longitud media del cable

La flecha del cable puede ser tan pequeño como la décima parte de la longitud del tramo y, como se muestra en la ecuación anterior, dicha flecha es inversamente proporcional a la fuerza horizontal. Como resultado, entre menos flecha tenga el puente, mayor es la fuerza que los apoyos deben resistir. En caso contrario, a mayor flecha se podrían generar menores fuerzas laterales, por lo que éste parámetro se debe considerar según las limitaciones de la ubicación del puente y del uso que se le dará. (Strasky 2006)

La tensión máxima en el cable se puede hallar por medio de la siguiente expresión:

$$T = H \left[ 1 + \left( \frac{h}{L} + \frac{4f}{L} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

T = tensión máxima en el cable

H = Fuerza horizontal en el cable

h = distancia vertical entre dos puntos finales del cable

L = longitud horizontal del trayecto

f = hundimiento en el trayecto medio

Debido a la flecha, la longitud del cable puede ser calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$s = l + \frac{8f^2}{3l} \text{ o } s = l + \frac{q^2 l^3}{24H^2} \quad (3)$$

$l$  = Longitud horizontal del trayecto

$q$  = carga muerta uniformemente distribuida en proyección horizontal a lo largo del cable

Además, los materiales experimentan deformación a través de la elongación. La elongación elástica del cable puede ser calculada utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta s = \frac{2H}{EA} \left( s - \frac{1}{2} \right) \text{ o } \Delta s = \frac{H}{EA} \left( l + \frac{16f^2}{3l} \right) \quad (4)$$

$E$  = Módulo de elasticidad del cable.

$A$  = sección del área transversal del cable.

Estas propiedades son importantes en la determinación de la longitud y capacidad del cable. Asimismo, es importante tener en cuenta las frecuencias de vibración de los cables. La frecuencia natural de un cable puede ser calculada de la siguiente forma:



(5)

$$f_{(n)} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{\mu} \left( \frac{Hn^2}{l^2} + \frac{El\pi^2 n^2}{l^4} \right)}$$

$f(n)$  = frecuencia natural en n

n = módulo natural de vibración

$\mu$  = Masa del cable por unidad de longitud

#### Fuerza de postensado

Para calcular la fuerza de postensado que se requiere en la estructura, se debe primero determinar si se van a diseñar los elementos de concreto como totalmente presforzados o parcialmente presforzados. En el primer caso no se admiten esfuerzos de tracción en la sección y en el segundo caso se admiten esfuerzos de tracción pero pequeños generalmente del orden de 2 a 3 MPa.

Para el caso de totalmente presforzados que es el caso más común, se tiene la siguiente ecuación:

$$\frac{Pt}{Ae} - \frac{Wd * L^2}{8} * \left( \frac{1}{fp} - \frac{1}{fd} \right) * \frac{1}{Ae} * - \frac{WL * L^2}{8 * (fp)} * \frac{1}{Ae} = 0 \text{ MPa} \quad (6)$$

Pt = Fuerza de presforzado

Wd = Carga muerta de los elementos prefabricados

WL = Carga viva

L = luz

fd = flecha después de aplicar carga muerta

fp = flecha luego de aplicar carga de postensado

Ae = área transformada de la sección de la losa

El área transformada de la sección de la losa es el área de la sección de los prefabricados de concreto incluyendo el área transformada de los cables de soporte y del concreto de las juntas vaciadas in situ. Esta área se determina de la siguiente manera (Strasky 2006):

$$Ae = Aps + \frac{Ecs}{Eps} * Acs + \frac{Ebt}{Eps} * Abt \quad (7)$$

Ae = Área transformada

Aps = Área de la losa prefabricada

Acs = Área de la losa vaciada in-situ

Abt = Área de los cables de soporte

Ecs = Módulo de elasticidad concreto in-situ

Eps = Módulo de elasticidad concreto prefabricado

Ebt = Módulo de elasticidad cables de soporte

### Diseño de apoyos

Los apoyos de los puentes tipo Stress ribbon usualmente están conformados por bloques de concreto. Estos apoyos por lo general están sujetos al terreno por medio de anclajes ya que deben resistir grandes cargas horizontales. Desafortunadamente en solo algunos casos excepcionales se encuentra con suelo de buena calidad en los primeros estratos. Los bloques de los anclajes deben resistir la fuerza al deslizamiento con un factor de seguridad establecido.

$$F.S = \frac{(u * F_v) + E_p}{F_h} \quad (8)$$

F.S = factor de seguridad

Fv = Fuerza vertical

u = Coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto

Fh = Fuerza horizontal

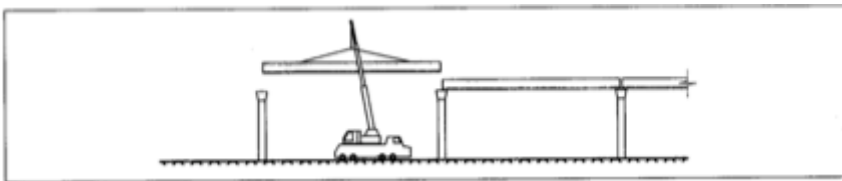
Ep = Empuje pasivo

### 1.3.5 Concreto Prefabricado

Los elementos prefabricados de concreto, son aquellos donde su fabricación se efectúa en un sitio diferente al lugar de destino de estos. Por lo general se realiza en grandes plantas donde se cuenta con equipos especiales y rigurosos cuidados de calidad aunque también se acostumbra a fabricar estos elementos en pequeñas zonas cercanas al lugar de la obra como es el caso de zonas rurales.

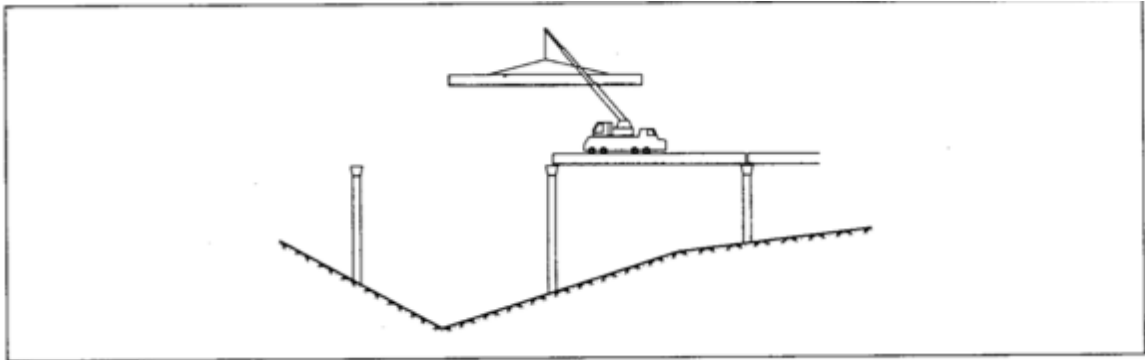
Para estructuras de luces medias o grandes, en el caso de estructuras de hormigón, la prefabricación se encuentra con el problema de la limitación de los pesos que pueden manejarse y trasladarse; por lo tanto, se ha optado por dividir la estructura en elementos que se puedan ensamblar en la obra.

Tradicionalmente los elementos prefabricados que se emplean para la construcción de un puente, se suelen colocar con grúa siempre que el peso de los elementos y el galibo del mismo lo permita.



**Ilustración 8. Instalación de elemento prefabricado con grúa. Fuente: (CARRETERAS. 2000)**

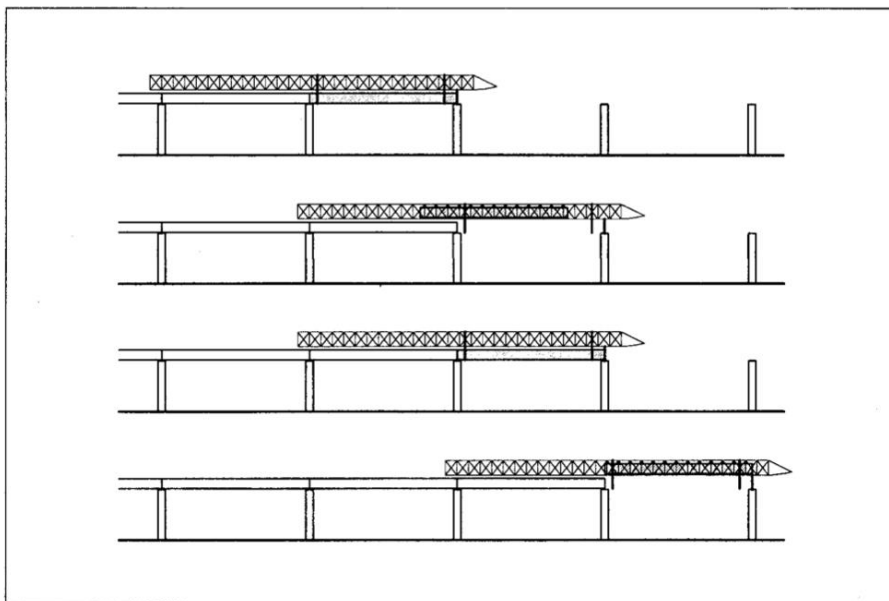
En caso de que se cuente con elementos no tan pesados, pero el galibo del puente es demasiado alto, el montaje de estos elementos se puede realizar con una grúa que se apoya en el ya construido tramo anterior, para montar el tramo siguiente:



**Ilustración 9. Izaje de elemento prefabricado con grúa. Fuente: (CARRETERAS. 2000)**

Otra forma de instalar los elementos prefabricados de un puente es mediante el izado de estos. Este procedimiento es muy similar al montaje con grúa, pero se dispone de dos elementos de elevación, uno en cada extremo de la luz, que llevan los elementos prefabricados desde el terreno a su posición en las pilas.

Cuando nos encontramos con gálibos de puentes demasiados altos o con elementos prefabricados demasiados pesados para los que, por circunstancia de la obra, no sirvan algunos de los procedimientos anteriormente mencionados, se puede recurrir a la utilización del sistema constructivo de vigas de lanzamiento. El sistema constructivo de vigas de lanzamiento consiste en esencia en unas grandes vigas en celosía metálicas que, apoyándose en las columnas del puente, transportan las vigas a su posición definitiva e incluso las pueden desplazar lateralmente. (CARRETERAS. 2000)



**Ilustración 10. Sistema constructivo vigas de lanzamiento. Fuente: (CARRETERAS. 2000)**

El uso de elementos prefabricados tienen diversas y considerables ventajas con respecto a la fundición en sitio tales como:

- Los segmentos o dovelas del puente se fabrican en un lugar distinto al del puente, permitiendo elaborar dichos elementos simultáneamente con la construcción de otros elementos del puente como lo son las cimentaciones, pilas, estribos, torres entre otros. Lo anterior trae el beneficio de reducir el tiempo de ejecución de la obra.
- No se requiere en obra de grandes espacios de almacenamiento para la construcción del puente.
- Los elementos prefabricados tienen el beneficio de que son contruidos con concretos de mayor resistencia y mejores prestaciones, lo cual permite disminuir las dimensiones de la sección del tablero y con ello el peso del elemento y por tanto las magnitudes de los medios de transporte y demás montajes necesarios para la construcción del puente.
- Los tiempos necesarios para la colocación de las canastas de refuerzo y principalmente el tiempo de espera para el curado del concreto es eliminado de la ruta crítica en la programación del proyecto.

(López y Vanegas 2009)

Algunas desventajas del uso de elementos prefabricados para la construcción de puentes son las siguientes:

- Se requieren de grandes medios de transporte y montaje con sus correspondientes accesos y plataformas de trabajo en la obra, los cuales implican un costo elevado.
- Las uniones entre estos elementos prefabricados y demás partes de la estructura pueden resultar muy complicadas, en especial si se trata de estructuras hiperestáticas.
- Los costos en general con relación a la fundición en sitio, suelen ser más elevados debido a la necesidad de contar con una o más plantas de fabricación de estos elementos prefabricados. Además, el uso de grandes grúas, vehículos de transporte de alta calidad y demás pueden encarecer demasiado el costo del proyecto. Por tal motivo se recomienda implementar elementos prefabricados para la construcción de puentes de grandes luces, en donde el número de secciones a prefabricar sea considerable.

(CARRETERAS. 2000)

### 1.3.5 Concreto Presforzado

El concreto presforzado es aquel en el cual se han introducido esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. Esto visto desde un punto de vista más práctico, consiste en aplicar a una estructura una carga que la deforme en sentido contrario al que tendrá cuando se ponga en uso, procurando contrarrestar el efecto de tensión en el concreto, producido por las cargas en servicio. El término presforzado, proviene del prefijo “pre” que significa antes de, y el término esfuerzo, que relaciona la aplicación de una fuerza sobre una determinada área. Así, presforzar al concreto, es el término que designa la aplicación de una fuerza sobre una determinada área de concreto, antes de su puesta en servicio. Dichos esfuerzos se aplican al concreto por medio de cables de acero los cuales son fijados en los extremos del elemento por medio de anclajes especiales. El tensionamiento de los cables se puede efectuar antes o después de la construcción del elemento de concreto, en donde el primer método se denomina pretensado y el segundo postensado (Villatoro 2005).

Durante el presforzado de los tendones y la transferencia de esfuerzos a los elementos de concreto, se da una reducción en las fuerzas de presforzado. Estas reducciones se denominan pérdidas se clasifican en dos grupos: pérdidas instantáneas y pérdidas a largo plazo o diferidas.

Las pérdidas instantáneas son las siguientes:

- Pérdida por acortamiento elástico.
- Pérdida por fricción.
- Pérdida por penetración de cuña.

Las pérdidas a largo plazo son:

- Pérdida por flujo plástico del concreto.
- Pérdida por retracción del concreto.
- Pérdida por relajación del acero.

#### Pérdida por acortamiento elástico:

Es aquella ocasionada por el acortamiento longitudinal del elemento del concreto justo después de la transferencia de la fuerza de presforzado, debido al acortamiento del elemento de concreto, el cual genera un acortamiento en el cable embebido de igual magnitud. Para el caso del postensado, esta pérdida no se genera si todos los cables se tensionan en una sola fase.

La pérdida por acortamiento elástico se puede calcular de la siguiente manera:

$$\Delta f p_{ES} = \frac{N - 1}{2N} * m * F_{cs} \quad (9)$$

N= Número de etapas de tensado

m = relación modular= Módulo elasticidad Acero/Módulo elasticidad Concreto

Fcs = Esfuerzo en el centroide de los torones

#### Pérdida por fricción

La fricción del cable de acero en el ducto hace que la tensión a lo largo de este no sea constante, disminuyéndose en el sentido opuesto al movimiento del cable (Asocreto 2010).

Las pérdidas por fricción se pueden calcular de la siguiente manera:

$$\Delta f P_{fr} = P - P_0 \quad (10)$$

$$P = P_0 * e^{-(u*\alpha + k*s)} \quad (11)$$

Po = Fuerza inicial antes de perdidas

U = coeficiente de fricción

α = Integral de los valores absolutos de las desviaciones

k =coeficiente de pérdida en línea

s = Longitud desde el origen hasta el punto considerado del cable

#### Pérdida por penetración de cuña

Luego de que la fuerza aplicada a los tendones por medio de los gatos hidráulicos y las cuñas en el anclaje son colocadas, los tendones son liberados y las cuñas sufren en ese instante un pequeño deslizamiento hasta lograr acomodarse. Este deslizamiento genera pérdidas de tensionamiento.

La pérdida por penetración de cuña, es característica de cada sistema de pretensado y es función de la distancia longitudinal que el cable se desliza dentro de las cuñas antes de quedar anclado. Varía además para sistemas pretensados o postensados y según la longitud del mismo (Villatoro 2005). La pérdida por penetración de cuña puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta s}{L} * E_s \quad (12)$$

$\Delta_s$  = Deslizamiento de la cuña

L = Longitud del torón

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero

#### Pérdida por flujo plástico del concreto

El flujo plástico en el concreto es la propiedad mediante la cual el material continúa deformándose a lo largo del tiempo bajo una carga constante. Debido a este fenómeno, la fuerza de presfuerzo se reduce con el tiempo. Esta propiedad depende de varios factores como el contenido de cemento, relación agua-cemento, relación de vacíos y temperatura del ambiente (Villatoro 2005).

$$\Delta f_{P_{cr}} = \frac{E_s}{E_c} * \theta * F_c \quad (13)$$

Donde:



$E_s$  = Módulo elasticidad acero

$E_c$  = Módulo elasticidad concreto

$m$  = relación modular =  $E_s/E_c$

$\Theta$  = Coeficiente de flujo plástico

$F_{cs}$  = Esfuerzo en el centroide de los torones

#### Pérdida por retracción del concreto

Es la contracción generada en el concreto debido a la pérdida de humedad. Debido a esta deformación, se producen una disminución en el tensionamiento de los cables. (Villatoro 2005). La pérdida por retracción del concreto se puede calcular de la siguiente forma:

$$\Delta f_{p(sh)} = \epsilon_{SH} * E_p \quad (14)$$

$$\epsilon_{SH} = \frac{0.0002}{((Ln(t + 2)))} \quad (15)$$

Donde:

$t$  = edad del concreto al momento de aplicar la carga en días

$E_p$  = Módulo de elasticidad del torón de acero

#### Pérdida por relajación del acero

La relajación del acero de presfuerzo, es la pérdida de sus esfuerzos cuando es presforzado y mantenido en esa deformación constante por un período considerable de tiempo. Esto provoca una pérdida de presfuerzo, que depende directamente de las características químicas y mecánicas de cada tipo de acero. Los proveedores de acero deben proporcionar una medida de la relajación en el tiempo de sus productos (Villatoro 2005). La pérdida por relajación del acero se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta f P_R = \frac{f_{pi}}{KL} * (\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55) \quad (16)$$

Donde:

F<sub>pi</sub> = Esfuerzo en el acero de presfuerzo

F<sub>py</sub> = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

KI = Factor que tiene en cuenta el tipo de acero (30 para aceros de baja relajación y 7 para otros aceros)

### **1.3.6 Concreto Aligerado de Alta resistencia**

#### Introducción

Recientemente, el rápido desarrollo de edificios de grandes alturas, mayores tamaños y mayores trayectorias de concreto ha requerido que el desempeño del concreto requiera que éste sea de mayor fuerza, menor peso, mayor tenacidad y otras características importantes que son muy relevantes al momento de construir ésta clase de edificios. En otros casos, la densidad del concreto es a menudo más importante que la fuerza; Por ello, en construcción, el propio peso del concreto representa una alta proporción de la carga total de la estructura y claramente se evidencia que hay ventajas considerables en la reducción de la densidad del concreto, puesto que una disminución de la misma permite los mismos niveles de fuerza pero ahorrando una gran cantidad de carga muerta en el diseño estructural y las cimentaciones. (Gao, Sun , & Morino , 1997). Pues bien, el concreto aligerado surge como una nueva respuesta a la búsqueda de estructuras más livianas. Se trata de un concreto que conjuga las características mecánicas del concreto tradicional, con la gran ventaja de ser más ligero y que dependiendo del material aligerante que se incluya para su fabricación, traerá importantes beneficios a la estructura.

#### Definición

El documento de la ACI 213R-03 Define el concreto aligerado como: “Aquel que tiene una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 17.5 MPa, que presenta una densidad de equilibrio entre 1120 y 1920 Kg/m<sup>3</sup> y una consistencia compleja de agregado liviano o una combinación de agregados de peso normal y liviano”. El mismo documento también aclara que este tipo de concreto debe ser elaborado con agregados estructurales livianos definidos bajo las especificaciones del ASTM C330.

### Ventajas de los concretos aligerados de alta resistencia

Las características ingenieriles y ventajas económicas de éste tipo de concreto, por tanto, difieren de forma importante del concreto convencional, y por ello se ha popularizado en una amplia variedad de aplicaciones en la industria de la construcción. El concreto de alta resistencia se ha vuelto muy aceptable para elaborar columnas de tamaño pequeño y alta resistencia, permitiendo mayor espaciado y espacio utilizable de piso. Asimismo, reduce la carga muerta en vigas de puentes, haciéndolas más ligeras. (Song & Hwang, 2004).

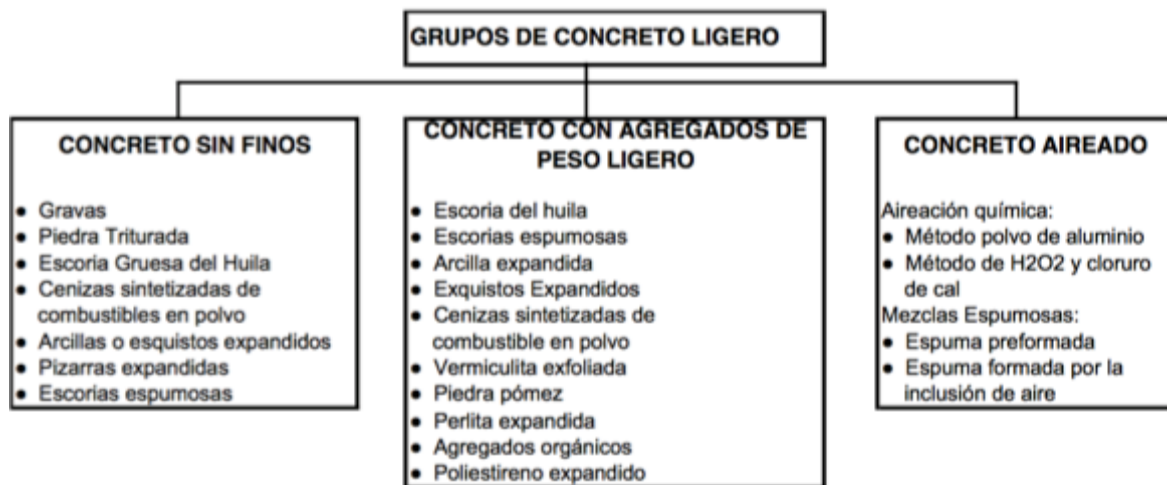
Estos concretos al tener una densidad menor a la del concreto convencional, traen consigo un gran número de ventajas, entre las cuales se puede mencionar:

- Reducción en la carga muerta de una estructura.
- Disminución de las fuerzas inerciales y mejor comportamiento sísmico de la estructura.
- Mejora las condiciones de habitabilidad de la estructura, produciendo un mayor aislamiento térmico y acústico.
- Proporciona una relación Resistencia/Peso más eficiente en elementos estructurales.
- Proporciona estructuras de concreto con mayor resistencia al fuego.
- Disminuye el riesgo de humedad en la estructura.
- Se reducen los costos de la edificación.

### Clasificación de los Concretos Aligerados

Este tipo de concreto se pueden subdividir en 3 grupos:

- Concretos sin finos.
- Concretos con agregados de peso ligero.
- Concreto aireado.



**Ilustración 11. Clasificación de los concretos ligeros. Fuente:** (Pineda, 2010)

Todos los anteriores agregados de la Ilustración 11 sirven para fabricar concreto aligerado, pero no todos estos pueden emplearse para fabricar un concreto estructural. De acuerdo con la literatura, los agregados que logran en el concreto una resistencia a la compresión adecuada y una densidad para ser catalogados como estructurales corresponde a aquellos que son fabricados con agregados de peso ligero artificiales tales como las escorias de alto horno, las puzolanas y principalmente las arcillas expandidas. De varios estudios que se han hecho en el mundo de estos concretos aligerados, se ha llegado a la conclusión que las arcillas expandida térmicamente son la que mejor se comportan y las que más se usan para la elaboración de concretos ligeros estructurales. Debido a esto, se hará énfasis en los concretos aligerados con agregados livianos fabricados con estas arcillas, además este tipo de agregados se encuentran disponibles en Colombia. (Pineda, 2010)

### Agregados ligeros

#### Definición

La definición técnica de este tipo de material se puede citar de la norma sismo resistente colombiana NSR – 10, la cual define el agregado ligero como: *“El agregado que cumple con los requisitos de la NTC 4045 (ASTM C330) y con una densidad cuando está suelto y seco de 1120 Kg/m<sup>3</sup> o menos, determinado según la ASTM C29”*.

Hoy en día se ha encontrado que existen muchas clases de estos agregados, los cuales debido a sus características propias dan una densidad y resistencia diferentes a la del concreto convencional. Estos agregados se pueden clasificar de acuerdo con su naturaleza

y origen como orgánicos e inorgánicos, naturales o artificiales, de granulometría continua o discontinua.

### Agregados Ligeros Artificiales:

Estos agregados se obtienen a través de un tratamiento térmico a elevadas temperaturas a determinados áridos que tiene la propiedad de desprender gas al tiempo que se reblandecen, con lo cual se expanden. Por efecto de la temperatura la capa superficial se vitrifica y el gas queda encerrado en el interior. Una vez enfriado se obtiene un material liviano y duro de superficie lisa y forma más o menos regular. Los más corrientes son las arcillas expandidas, las pizarras o esquistos expandidos y las cenizas volantes calcinadas. (Pineda, 2010)

La densidad de estos agregados oscila entre los 300 y 1000 kg/m<sup>3</sup>. La absorción de agua de estos agregados, varía según la materia prima, el proceso de fabricación y el tamaño del grano. El uso de estos agregados puede dar lugar a una amplia gama de hormigones con densidades inferiores a los 1850 Kg/m<sup>3</sup> y resistencias máximas (60 MPa).

En la Tabla 1 se muestran los tipos de agregados ligeros artificiales que más se emplean para la elaboración de hormigones ligeros.

**Tabla 1. Tipo de Agregados Ligeros Artificiales. Fuente:** (Pineda, 2010)

Tipo de Agregado	Descripción	Densidad del agregado (kg/m <sup>3</sup> )	Densidad del concreto obtenido (kg/m <sup>3</sup> )	Propiedades funcionales del concreto
<b>Piedra Pómez</b>	Vidrio volcánico espumoso de color claro.	500 a 900	800 a 1200	Buen comportamiento de aislamiento térmico, alta capacidad de absorción de agua 30 al 50% en peso.
<b>Escorias de Lava porosa</b>	Piedra eruptiva de color pardo o rojizo de una estructura de poros muy grandes variables.	750 a 1700	1100 a 1500	poco sensibles a la retracción, reducida absorción de agua, resistencia moderada.
<b>Escorias de caldera</b>	Escorias resultantes de la combustión del carbón, se usan las más duras, es decir las que contienen menos cantidad de cenizas.	1150 a 1500	1200 a 1600	Puede contener sustancias agresivas para el hormigón. Escasa tendencia a la retracción, el grano de escoria absorbe poca agua.
<b>Escorias de alto horno</b>	Producto de la colada del alto horno, la generación de vapor infla la escoria que aún está en estado plástico, de modo que se endurece en forma porosa. Debe estar libre de fracciones que produzcan descomposición cálcica o férrica.	400 a 1100	950 a 1750	Bloques con resistencias entre 250 y 50 kg/cm <sup>2</sup> .
<b>Pómez siderúrgica</b>	Se obtiene luego que la escoria fundida incandescente se envía a dispositivos de espumación, donde se enfría violentamente y se contrae quedando solidificada.	600 a 900	1000 a 1800	Proporcionan resistencias de 20 a 30 kg/cm <sup>2</sup> .
<b>Arcilla, esquisto y pizarra expandidas</b>	Se obtiene calentando cada una de las materias primas en un horno rotatorio hasta fusión (1000 a 1200°C), el gas generado queda atrapado en la masa que al enfriarse produce el material poroso.	300 a 650	1400 a 1800	Elevada trabajabilidad, resistencias mayores que las alcanzadas usando otro tipo de agregado ligero.
<b>Vermiculita o mica esponjada</b>	Material de estructura laminar que cuando se calienta (650°C a 1000°C) se expande varias veces su tamaño, hasta 30 veces, por exfoliación de sus delgadas láminas.	60 a 130	300 a 800	Muy baja resistencia, contracción elevada, excelente aislante de calor.
<b>Perlita expandida</b>	Es una roca vítrea volcánica, cuando se calienta rápidamente (900 a 1100°C) se expande por la evolución de vapor formando el material celular.	30 a 240	400 a 1100	Baja resistencia, contracción al secado muy elevada, empleando principalmente como aislante térmico. Se ca rápidamente y puede dársele un acabado diligente.
<b>Clinker</b>	Residuos bien quemados de horno industrial de alta temperatura, sinterizados o aglomerados.	1000	1100 a 1400	Resistencia moderada, para aumentar la trabajabilidad de la mezcla se utiliza arena natural.

### Arcilla Expandida térmicamente

Corresponde a una clase especial de arcilla, puesto que todas las arcillas comunes no expanden. Estas son extraídas de canteras a cielo abierto que presentan una aptitud a la expansión de forma natural cuando se lleva el material granulado a elevadas temperaturas (entre 1100 °C y 1300 °C). Estas arcillas tienen la característica de expandirse a elevadas temperaturas debido a los gases de combustión internos que lo componen. Las Arcillas Expandidas Térmicamente, se caracterizan por ser esferas o partículas irregulares con un recubrimiento exterior sinterizado, brillante en ocasiones, con una superficie externa cerrada, poco porosa y de preferencia vitrificada. En contraste, el interior del árido presenta un color negro calcinado y una gran porosidad, que es la responsable del carácter liviano del agregado. (Pineda, 2010).

Las principales características de las arcillas expandidas térmicamente son:

- Resistencia mecánica adecuada.
- Su densidad varía entre 300 y 1120 Kg/m<sup>3</sup>.
- Porosidad Alta.
- Color marrón claro.
- Superficie rugosa.
- Forma redondeada.
- Resistencia al fuego.
- No es corrosivo ni se pudre.

### Procesos de fabricación Industrial de las arcillas expandidas térmicamente:

Estas arcillas son aligeradas mediante el empleo de hornos rotatorios, donde los agregados son llevados a temperaturas de 2000<sup>o</sup> C (1100<sup>o</sup> C) o superiores con el fin de modificar la estructura celular individual de cada una de sus partículas.



**Ilustración 12. Horno rotatorio.** Fuente: Henan Zhengzhou LTD.

El horno rotatorio es un tubo largo que gira sobre unos rodamientos grandes. Las dimensiones típicas de estos hornos son 3,4 m de diámetro y 49 metros de largo y está revestido con aislamiento y materiales refractarios. En un principio la arcilla es depositada en unos silos precalentadores donde la roca es calentada a una velocidad moderada. Luego, la arcilla entra al extremo superior del horno donde se gira lentamente y se mueve hacia la zona de combustión cerca del extremo inferior del horno. La zona de combustión alcanza temperaturas superiores a los 2000° F (1200° C). En esta parte la arcilla se hace lo suficientemente plástica para permitir la expansión de los gases y formar masas de pequeñas células inconexas. A medida que la arcilla se va enfriando, estas células permanecen inconexas, dándole al agregado una baja densidad y absorción (Harmon, 2010).

### *Módulo de Elasticidad*

El módulo de elasticidad del concreto depende del módulo de elasticidad de la pasta de cemento, del módulo de elasticidad del agregado ligero, de la relación a/c y del volumen del cemento. De acuerdo con diversos autores, se ha encontrado que el módulo de elasticidad en concretos livianos es generalmente entre un 20 a 50 por ciento más bajo que el de un hormigón normal de su misma resistencia a la compresión, con mayores diferencias para resistencias elevadas. (Pineda, 2010).

Reológicamente, el módulo elástico del concreto aligerado es menor que el de los agregados de concreto de peso normal, variando en valores que van de 14 a 35 Gpa (frente a 70-140 Gpa del concreto normal). Los concretos aligerados elaborados con arena natural tienen mayor módulo de elasticidad. Debido a éste menor módulo elástico, deformación a largo término como la contracción por el secado y la fluencia del concreto podrían ser afectadas (Zhang, Liu, & Chia, 2011).

### Determinación del módulo de elasticidad

La Norma Sismoresistente Colombiana (NSR-10) da la siguiente formulación para calcular el módulo de elasticidad del concreto aligerado.

$$Ec = \lambda \cdot 4700 \cdot \sqrt{f'c}$$

La misma norma también especifica que el módulo de elasticidad del concreto ligero se puede encontrar mediante la siguiente expresión:

$$Ec = w_c^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

$Ec$  = Módulo de Elasticidad del Concreto (MPa)

$f'c$  = Resistencia a la compresión especificada a los 28 días (Mpa)

$\lambda$  = Coeficiente de modificación, cuyo valor se calcula dependiendo de la dosificación de los agregados en la mezcla

$w_c$  = densidad del concreto en estado seco (entre 1440 y 2560  $\frac{kg}{m^3}$ )

Los valores de  $\lambda$  dependen del tipo de agregado ligero que se valla a emplear en la mezcla. Estos valores se muestran en la siguiente tabla:



**Tabla 2. Valores de  $\lambda$  según el tipo de agregado. Fuente: (Pineda, 2010)**

FACTOR DE MULTIPLICACION	DESCRIPCION DEL TIPO DE AGREGADOS A EMPLEAR
$\lambda = 0.75$	Valor para los otros tipos de concreto liviano
$0.75 < \lambda < 0.85$	El valor resultante del intervalo será en base a la interpolación lineal por fracciones volumétricas, cuando una porción de los agregados finos de peso liviano es reemplazada por agregado fino de peso normal
$\lambda = 0.85$	Valor para concreto con arena de peso normal
$0.85 < \lambda < 1.00$	El valor resultante del intervalo será en base a la interpolación lineal para el concreto que contiene agregado fino de peso normal y una combinación de agregados gruesos de peso normal y de peso liviano.
$\lambda = 1.00$	Valor para los concretos de peso normal

Claramente, de la Tabla 2 se observa que a medida que los componentes de la mezcla sean más livianos, el módulo de elasticidad tenderá a ser más bajo, y en el caso de concretos livianos con arcilla térmicamente expandida, el valor del módulo de elasticidad tenderá a ser del 85 por ciento del valor de un concreto normal.

#### Dosificaciones para la elaboración del concreto aligerado.

Hay varias propuestas de dosificación de los concretos livianos, entre éstas, probablemente el método más común y utilizado en Norte América y muchos países, corresponde a la NORMA PRÁCTICA PARA LA SELECCIÓN DE PROPORCIONES PARA CONCRETO LIVIANO ESTRUCTURAL A.C.I. 211.2, que explica paso a paso el procedimiento para obtener concretos livianos con una resistencia a la compresión adecuada. Es importante resaltar que las dosificaciones que se muestran en ese documento, corresponden a datos experimentales de concreto aligerados en estados unidos, por lo que no son aplicables en Colombia. Sin embargo, a falta de investigación, constituyen una primera aproximación al diseño de mezcla de concreto aligerado.

#### Recomendaciones para su elaboración

- El agregado ligero es menos resistente que el normal, por lo cual se debe trabajar con pastas de cemento más ricas y resistentes, ya que la transmisión de esfuerzos se hace por el mortero y la falla por compresión se presenta generalmente por la rotura de los agregados livianos.
- Se debe contemplar la absorción de los áridos livianos, ya que al ser alta, puede producir una reducción en el contenido de agua de la pasta de cemento y puede que absorba parte del aditivo empleado. Para solventar lo anterior, usualmente se utilizan uno de los siguientes métodos:

- Inmersión durante 12 horas del agregado liviano en agua.
  - Preamasado del mismo con la arena con al menos el 50% del agua total.
  - Semisaturación del agregado liviano con aspersores o difusores durante al menos 24 horas antes de la utilización.
- Se recomienda que la incorporación de los aditivos no se haga antes que los agregados se hayan humedecido.
  - No se aconseja la consistencia fluida o líquida, ya que debido a la baja densidad de estos agregados el hormigón tiende a segregarse por flotación de los mismos, salvo que se utilicen aditivos que aumenten la cohesión de la masa y eviten la segregación. (Pineda, 2010)
  - Es recomendable reducir el contenido de cemento utilizando uno de mayor resistencia, pues así se reduce la densidad (la pasta es más pesada que el agregado).
  - Resulta antieconómico, en casi todos los casos, superar una dosificación de 400 kg de cemento por metro cúbico de hormigón, cantidad a partir de la cual empiezan a presentarse los problemas de la sobredosificación, ya conocidos en el hormigón normal: aumento de retracciones térmicas e hidráulicas, con el consiguiente riesgo de agrietamiento.
  - El aumento de tamaño de los áridos livianos suele llevar aparejada una disminución en el módulo de elasticidad, resistencia de los granos y densidad. Por lo anterior es conveniente que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor y es por esto que generalmente se tiene como tamaño máximo de este tipo de áridos 20 mm (3/4"). (Pineda, 2010).

#### Recomendaciones para su ejecución

- Las frecuencias de vibración que se empleen para la mezcla deben ser dos o tres veces a las usadas en los concretos tradicionales, introduciendo el vibrador a distancias más cortas y durante menos tiempo.
- El transporte de estos hormigones es complicada cuando se utilizan las bombas habituales en construcción. La solución a ese problema está en una granulometría adecuada, una buena saturación del agregado y el uso de aditivos. Se recomiendan las arenas redondeadas para propósitos del bombeo.
- Se recomienda la utilización de aditivos o adiciones que permitan reducir el contenido de agua debido a la tendencia a la segregación que presenta el concreto aligerado (Pineda, 2010).

## **2. METODOLOGÍA**

### **2.1 Identificación de las variables que se deben considerar a la hora de evaluar la viabilidad de un puente en zonas rurales de Colombia**

#### **2.1.1 Selección de variables principales**

En este paso se identifican las condiciones y limitaciones que se presentan en las zonas rurales de Colombia para determinar las variables que permiten definir la viabilidad técnica y económica de un puente en particular.

### **2.2 Selección de las alternativas de puentes más viables en estas zonas y compararlas con una alternativa de puente Stress ribbon.**

#### **2.2.1 Comparación de alternativas**

Una vez se han identificado las variables de mayor influencia para evaluar la viabilidad de un determinado puente, se hará una matriz multicriterio donde se le asigna a cada variable un calificativo de 1 a 5, donde 5 significa muy viable y 1 condiciones muy desfavorables o inviable. La calificación de cada una de las variables que permiten valorar la viabilidad de cada una de las posibles alternativas de puentes, dependen únicamente de las características del escenario en estudio.

### **2.3 Selección de un escenario en particular**

Se busca un escenario en las zonas rurales de Colombia donde se requiera la construcción de un puente peatonal. En esta búsqueda se selecciona un escenario que tengan la particularidad de ser una zona de difícil acceso y con topografía muy escarpada. Además, en el escenario seleccionado el obstáculo que se quiere salvar no debe tener una luz inferior a 30 m ni superior a 100 m.

## **2.4 Diseño geométrico y estructural de un puente tipo stress ribbon para las condiciones del escenario seleccionado.**

### **2.4.1 Estudios preliminares**

Establecer los requerimiento de diseño del puente de acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes y la normativa AASHTO LRFD.

Se harán visitas de campos con el fin obtener los requerimientos de diseño que se derivan de los siguientes estudios:

#### Estudios Topográficos

Se debe consultar en el instituto Agustín Codazzi si se disponen de levantamientos topográficos de la zona en estudio, en caso de que no se disponga de dicha información se procederá a hacer un levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, el cual será documentado en planos topográficos.

#### Estudios hidrológicos

Los objetivos de estos estudios son establecer las características hidrológicas e hidráulicas del río que se ubica en el cruce del puente en caso de ser necesario. En las visitas de campo se debe obtener información que permita establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de aguas (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación según su tipo.

(Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Peru, 2003)

### Estudios geotécnicos

Con los estudios geotécnicos se busca definir las características del suelo presente en la zona, es decir, la estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones del puente. Estos estudios generalmente deben tener información de:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas en la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotécnicos necesarios para el diseño estructural de las cimentaciones del puente.

(Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Peru, 2003)

### Estudios de riesgo sísmico

Se debe consultar en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes la zona sísmica donde se encuentra el puente y los parámetros necesarios para la construcción de los espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la zona en donde se ubica este.

El dimensionamiento de los elementos estructurales que componen el puente pueden efectuarse por las siguientes metodologías: por el método de las cargas de servicio ASD (Allowable Stress Design) o por el método de los factores de carga LFRD (Load Factor Resistance Design) siendo este último el más utilizado.

#### **2.4.2 Modelación del puente en software estructural**

Una vez se tengan todos los datos listados a continuación, se procede a realizar la modelación del puente en el software SAP2000.

- Cargas Vivas.
- Cargas Muertas.
- Espectros de diseño.
- Geometría y dimensiones del puente.
- Combinaciones de carga de acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.

- Tipo de restricciones en las conexiones de los elementos estructurales.

#### Ajuste de información

La información que se le ingresa al modelo se ajusta de manera que el modelo la pueda interpretar de forma adecuada y los resultados obtenidos de dicho modelo se deben interpretar correctamente para pasar del modelo teórico al real.

#### Alimentación del modelo

Se alimenta el modelo con la información previamente ajustada a este.

#### Calibración del modelo

Se corre el modelo y se verifica con el acompañamiento de expertos que este si este arrojando valores lógicos.

#### Determinación de las fuerzas en los elementos estructurales

Una vez se han determinado los requerimientos de diseño del puente y el método constructivo mediante el cual se construirá, se precede a modelar el puente con la información anteriormente mencionada en un software de análisis de estructuras con el fin de determinar las fuerzas internas a las que estará sometida cada uno de los elementos estructurales que componen el puente (momento, cortante y fuerza axial).

#### Dimensiones y cantidades de refuerzo de los elementos estructurales

A partir de las fuerzas de diseño halladas por medio del modelo, se determina las dimensiones y cantidades de refuerzo que requieren estos elementos para resistir dichas cargas. Simultáneamente se está verificando que las dimensiones y cantidades de refuerzo correspondan al menos a los valores mínimos exigidos en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Se consulta en el código los requisitos de diseño sismo resistente con el fin de aplicarlos en el diseño estructural del puente.

#### Planos Estructurales del puente

Se dibuja en AutoCAD el puente con sus dimensiones definitivas, así como cada uno de los elementos estructurales que compone el puente con su detalle de refuerzo. Dichos planos deben contener la siguiente información:

- Especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero.
- Tamaño y localización de los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo.
- Tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo, así como detalles de conexiones y sistema de limpieza y protección anticorrosiva en el caso de estructuras de acero.
- El grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se diseñó el material estructural del sistema de resistencia sísmica.
- Las cargas utilizadas en los cálculos.

(Sismica 2014)

## **2.5 Elaboración de presupuesto y cronograma**

### **2.5.1 Cantidades de obra**

A partir de los planos estructurales se determinan las cantidades de obra que se requieren para la construcción del puente.

### **2.5.2 Cronograma para la construcción del puente**

Revisión bibliográfica y consulta a expertos de todas las actividades involucradas en la construcción del puente acorde con el método constructivo seleccionado, así como las relaciones entre estas y sus rendimientos basados en experiencias de obras similares pasadas. Complementario a esto, se consultan los rendimientos de las maquinarias que demanda el método constructivo seleccionado. Lo anterior, con el fin de poder establecer el cronograma para la construcción del puente y el tiempo necesario para la realización de este.

### **2.5.3 Presupuesto Referencial**

Consultar en diferentes bases de datos los precios de todos los materiales involucrados en la construcción del puente. Además, se deben buscar todos los costos indirectos que se deriven de la construcción del puente con el fin de proporcionar un presupuesto referencial de este.

### **2.5.4 Comparación con otra alternativa convencional**

Realizar el presupuesto y cronograma para una alternativa convencional usada en estas zonas para compararla en costos y tiempos de construcción con el puente tipo Stress ribbon.



### **3. DESARROLLO DEL PROYECTO**

#### **3.1 Identificación de las variables que se deben considerar a la hora de evaluar la viabilidad técnica y económica de puentes en zonas rurales de Colombia**

Las variables más relevantes a la hora de seleccionar una alternativa de puente en particular para este tipo de zonas son las siguientes:

- Consecución de materiales.
- Tipo de material.
- Luz.
- Método constructivo.
- Apoyo y conocimientos técnicos.
- Vida útil.
- Accesibilidad.
- Ubicación.
- Costos.

##### **3.1.1 Disponibilidad y tipo de material**

La disponibilidad de materiales representa uno de los criterios más relevantes a la hora de construir un puente en zonas rurales. Lo ideal es que el material pueda estar disponible en la zona o relativamente cerca en algún lugar de fácil acceso. Siempre se debe hacer lo posible por construir con materiales locales, de forma que no se encarezca el costo total del puente, así también se obtiene un menor impacto ambiental en la construcción del puente ya que no se requieren grandes cantidades de energía ni se generan emisiones por el transporte de estos. En las zonas rurales se procura porque la elección de estos materiales sea la más apropiada, tanto estructural como económicamente debido a los escasos recursos con los que se cuentan en estas zonas.

Los materiales más usados para la construcción de puentes en Colombia son:

- Madera.
- Acero.
- Hormigón.

## **Madera**

La tipología más simple y también la más común para este tipo de material en las zonas rurales, es la de troncos de madera obtenidos de los árboles disponibles localmente. Las luces máximas dependen de las medidas de los troncos disponibles y suelen estar entre 8 y 12 m. Generalmente suelen utilizarse de 2 a 4 troncos en función del tráfico al cual está destinado el uso del puente y de su luz. Para luces grandes, las secciones mínimas de los troncos a utilizar han de ser de 40 a 45 cm de diámetro.

Los puentes de bajo costo para tráfico limitado, básicamente para peatones, pueden construirse de forma simple. El tablero puede estar hecho de troncos de diámetro de 7 a 10 cm colocados transversalmente a las vigas y clavados entre sí en los extremos. Un tráfico más pesado requiere un tablero construido a base de tablones de madera. Para luces mayores a 3 o 4 m será necesario colocar pasamanos para garantizar la seguridad y bordillos en caso de que sea de uso vehicular. (Soley 2012)

Ventajas:

- Su construcción es sencilla y pueden construirse “in situ”.
- Sus costos de construcción son relativamente bajos.
- En muchas ocasiones la madera es un material que puede encontrarse en las zonas rurales donde se requiere la construcción del puente.

Desventajas:

- La elaboración de los troncos pueden ser una tarea compleja, puesto que estos deben ser rectos y de sección uniforme.
- La luz está limitada a 10 – 12 m. para luces mayores se requiere de pilas intermedias las cuales no son posibles en algunas zonas donde la topografía y condiciones del terreno no lo permiten.
- Su corta vida útil. La descomposición natural de la madera expuesta suele restringir la vida de los troncos a 5 o 10 años como máximo. Sin embargo, esta vida útil se puede prolongar si se usan maderas nobles o mediante el uso de conservantes.
- Altos costos de mantenimiento.

Otra alternativa que encontramos para la construcción de puentes de madera sería el empleo de tabloncillos de madera en vez de troncos. En el momento en que los troncos de los árboles son cortados para obtener tabloncillos, la madera pierde algunas de sus propiedades como la resistencia debido a la gran influencia de su estructura granular y también se ve más afectada por los defectos tales como nudos y rajaduras. No obstante, la relación resistencia/peso de los tabloncillos de sección rectangular son mejores que la de los troncos y son más fáciles de transportar y manejar, sin embargo el costo de los tabloncillos de madera es probablemente mayor que el de los costos de los troncos puesto que no dependen del suministro local. Para la construcción de puentes de madera en zonas rurales pobres es más conveniente construirlos con troncos en vez de tabloncillos siempre y cuando estos no se encuentren disponibles en las comunidades o alrededores de la zona. (Soley 2012)

Además de los tipos de madera mencionados anteriormente, hoy en día nos encontramos con otro tipo de madera que se produce localmente en muchas zonas rurales de Colombia y que presenta una elevada relación resistencia/peso y rigidez/peso como lo es la guadua.

## **Acero**

Los tipos de puentes en acero más utilizados en las zonas rurales de los países subdesarrollados son:

### Puente de vigas

Generalmente el tipo de viga que se utilizan son vigas en 'I' dado que son las secciones más eficientes a flexión. Las longitudes estándar para estas vigas son 8, 12 y 15m de modo que las luces pueden ser mayores que aquellas que se consiguen con madera. La disponibilidad de secciones 'I' de acero puede ser limitada en zonas rurales.

### Puentes con vigas en celosía

Los elementos de las vigas en celosía trabajan a tracción y compresión fundamentalmente, en lugar de a flexión como en el caso de las vigas. Se trata de un uso más eficiente del material y permite el uso de una amplia variedad de secciones. Para la construcción de estos puentes las secciones en 'L' y 'U' son las más utilizadas.

Normalmente este tipo de secciones suelen encontrarse en la mayor parte de países en diversas longitudes. En estos puentes las uniones deben ser atornilladas, remachadas y bien soldadas.

El costo de material en la construcción de un puente viga o un puente con cerchas es probablemente similar pero el costo de la mano de obra en el segundo es significativamente mayor.

### Puentes sustentados por cables

Los puentes a base de cables son bastante utilizados en zonas rurales ya que permiten salvar luces muy grandes y su construcción no necesita el uso de apoyos centrales, permitiendo construir sobre caños profundos o cursos de agua. Entre esta tipología de puentes se encuentran los tipo Stress ribbon.

#### Ventajas:

- Con respecto a la madera, el acero es un material más duradero y tiene un menor costo de mantenimiento.
- Versátiles.
- Permiten construcciones de grandes luces.
- Resistentes.

#### Desventajas:

- Requieren mantenimiento constante. .
- Muy flexibles
- Muy susceptibles a la corrosión provocada por la exposición al medio ambiente.

### **Hormigón**

La losa maciza de hormigón armado o postensado es la solución más simple de un puente de hormigón, porque se trata de la materialización de la plataforma de la calzada con el espesor necesario para resistir la flexión debida a su luz. De la losa maciza se pasa a la **losa aligerada** interiormente, para reducir peso sin disminuir considerablemente su inercia. Las losas con aligeramientos interiores se utilizan con mucha frecuencia en puentes hasta 40 metros de luz. De la losa aligerada se pasa al **tablero de vigas de alma llena**, una de las soluciones que más se utiliza en los puentes metálicos y en los de hormigón. Este tablero está formado por una serie de vigas longitudinales, unidas entre sí mediante la losa superior que materializa la plataforma del puente. (Soley 2012)

En los puentes tipo viga de luces pequeñas se emplean vigas rectangulares para la construcción de este. Las vigas de sección rectangular resultan ser las más baratas para fabricar si el puente se decide construir mediante el uso de obra falsa, puesto que la formaletería que se emplea es simple y no requiere de formas especiales.

Las luces que se pueden alcanzar con puentes de hormigón se encuentran alrededor de 45 a 55 m usando vigas en I con sistema de presforzado.



**Ilustración 13. Puente de hormigón armado de 15 m de longitud. Malawi. Fuente:** (Soley Salamero, 2012)

#### Ventajas

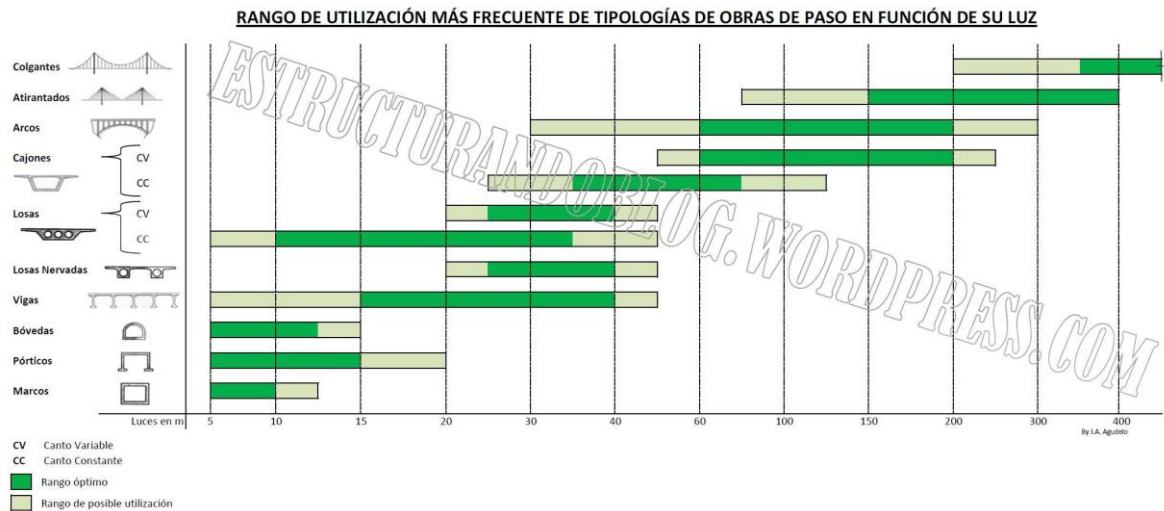
- La mayor ventaja de los puentes de hormigón armado es su larga vida, por lo menos 50 años.
- Costo de mantenimiento bajo
- Resistente al fuego.

#### Desventajas

- Su tiempo de construcción resulta ser mayor que el de los puentes de madera y acero.
- cuando se requiere salvar luces grandes, se hace necesario recurrir a métodos constructivos que demandan maquinaria pesada.

### 3.1.2 Luz

Las diferentes tipologías de puentes tienen unos rangos de luces de aplicación por razones técnicas y económicas, los cuales se pueden apreciar a continuación:



**Ilustración 14. Rango de luces más frecuentes para la utilización de diferentes tipos puentes. Fuente: (CARRETERAS. 2000)**

Como se observa en la Ilustración 14, se tienen los siguientes rangos para los diferentes tipos de puentes:

#### Luces hasta 12 m

- **Puente de bambú**, que puede ser construido por habitantes de la comunidad beneficiada, con un bajo coste y para tráfico ligero y donde la comunidad puede hacerse cargo del mantenimiento y sustitución del bambú deteriorado.
- **Puente de troncos** para tráfico general en zonas donde hay disponibles troncos uniformes.
- **Puente de tablones de madera**, en aquellas zonas donde no hay troncos disponibles o porque hay interés en un puente de mejor calidad.

(Soley 2012)

Luces de 10 a 20 m, máximo de 25 m, sin apoyos intermedios.

- Puente de vigas *en celosía metálicas*, puentes de concreto tipo viga y de losa aligerada.

Luces por encima de los 20-25 m hasta 50 m, sin apoyos intermedios

Puentes metálicos en celosía, puentes de concreto tipo viga con sistema de presforzado, puentes suspendidos por cables.

Luces mayores a 50 m

Puentes suspendidos por cables.

### **3.1.3 Vida útil**

El ritmo de deterioro y la vida útil de un puente dependerán del material escogido para su construcción, de las medidas tomadas para protegerlo frente a este, así como del mantenimiento que se lleve a cabo.

En puentes peatonales que representan una necesidad para ciertas comunidades rurales es importante el mantenimiento regular de dicha estructura, para así prolongar su vida y conseguir una buena relación entre tiempo, esfuerzo e inversión que ha supuesto su instalación. Esto depende del tipo de material, condiciones atmosféricas de la zona, cuidado por parte de los usuarios, etc.

### **3.1.4 Métodos Constructivos**

Una vez definida la tipología estructural del puente, se escoge el sistema constructivo más acorde con los requerimientos propios del proyecto. Esta es una de las variables que más peso tiene a la hora de seleccionar el tipo de puente a construir debido a que define gran parte de los costos del puente.

Madera

En la mayoría de los casos, este tipo de puentes no requiere el uso de un sistema constructivo especializado, puesto que son para salvar luces pequeñas y los elementos pueden ser manipulados fácilmente por las personas.

## Acero

En comparación con los puentes de madera, este tipo de puentes requiere el uso de maquinaria pesada para su construcción debido al peso considerable de los elementos. Para la instalación de este tipo de puentes se requiere del acompañamiento constante de un personal altamente calificado.

## Hormigón

Para puentes de hormigón en zonas rurales, los métodos constructivos varían si los elementos son prefabricados o vaciados en sitio.

*Elementos prefabricados:* Para este caso, generalmente se debe recurrir al uso de maquinaria pesada a menos de que los elementos sean pequeños de tal forma que sean manportables.

*Elementos vaciados en sitio:* En este caso, lo más frecuentes es usar sistema de obra falsa siempre y cuando la topografía y condiciones del terreno lo permitan. En caso de no ser posible utilizar este sistema, se suele recurrir al uso de cimbras autoportantes para la construcción del puente.



**Ilustración 15. Construcción puente con sistema de cimbra autoportante, puentes Cocán, Colombia.**  
**Fuente:** Elaboración propia.

Con la experiencia de construcción de algunos puentes de luces inferiores a 50 m, se ha observado que existen diferentes métodos constructivos eficientes basados tanto en la prefabricación de vigas o dovelas, como en la construcción in situ mediante métodos industriales, empuje de tableros o cimbras autolanzables; sin embargo la construcción de viaductos de luces superiores a los 50m, no se encuentra desarrollada de forma industrial,



utilizándose sistemas constructivos con bajos rendimientos. Los sistemas constructivos eficientes utilizados por encima de los 50 m pueden ser, tableros metálicos o mixtos montados con grúa o mediante empuje, o tableros de dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo. (González, 2005).

### **3.1.5 Costo**

A la hora de comparar los costos de las diferentes alternativas de puentes, se deben considerar los costos iniciales de construcción así como los costos de operación. Las comparaciones de precio entre alternativas estructurales deben basarse en consideraciones a largo plazo, incluyendo inspección, mantenimiento, reparación, y/o reemplazo, por lo tanto el menor costo inicial no necesariamente conlleva a la mejor opción. Sin embargo, en muchos casos hay limitaciones en el presupuesto y la alternativa escogida puede corresponder a la de un costo inicial más bajo. (Soley 2012)

De acuerdo con el con Código Colombiano de Puentes CCP-14, deben seleccionarse los tipos estructurales, las longitudes de vanos y los materiales teniendo en cuenta los costos proyectados. Deben considerarse los costos de gastos futuros durante la vida útil proyectada del puente así como factores regionales, tales como disponibilidad de materiales, fabricación, localización, transporte, y restricciones de montaje.

### **3.1.6 Topografía**

La ubicación del puente determina de manera considerable la tipología de puente a emplear puesto que si este se ubica en topografías de difícil acceso y/o muy accidentadas se deben seleccionar alternativas que no demanden maquinaria de gran tamaño y además limita el uso de sistemas de obra falsa para el caso de puentes de concreto reforzado.

## **3.2 Selección de las alternativas de puentes más viables en estas zonas y compararlas con una alternativa de puente Stress ribbon**

### **3.2.1 Elaboración matriz multicriterio**

De acuerdo con las variables descritas anteriormente, se tiene que para luces entre 30 y 100 m , las alternativas que más se ajustan para las zonas rurales son:

#### **Para luces entre 30 y 50 m**

##### Puentes de concreto tipo viga:

Su rango óptimo de aplicación está entre los 15 y 50 m.

Debido a su larga vida útil y bajo costo de mantenimiento es muy usado en zonas rurales.

##### Puentes metálicos con viga en celosía:

Este tipo de puentes es óptimo para luces entre 25 y 50 m. Estos tienen la característica de que son livianos comparados con los del concreto y se pueden construir a partir del ensamble de sus elementos.

#### **Para luces entre 50 y 100 m**

Los puentes tipo viga de concreto al igual que los metálicos son usados con frecuencia para este rango de luces usando apoyos intermedios.

##### Puentes Colgantes:

Cuando no se pueden construir apoyos intermedios por condiciones del terreno o su construcción es compleja, la tipología de puentes a la que se recurre generalmente en estas zonas es la de puentes suspendidos por cables.

Algunas de las características de estos puentes que los hacen ser una buena opción en las zonas rurales son:

- Simplicidad de su estructura, su construcción no requiere maquinaria especial, la cual es difícil de encontrar en los alrededores.
- Los puentes colgantes permiten salvar luces relativamente grandes frente al resto de tipologías estructurales sin que esto implique un incremento importante en los costos de la construcción del puente.

En la siguiente matriz multicriterio, se hace una comparación entre la tipología de puente tipo viga, puente metálico y puente tipo stress ribbon de acuerdo con las variables mencionadas anteriormente.

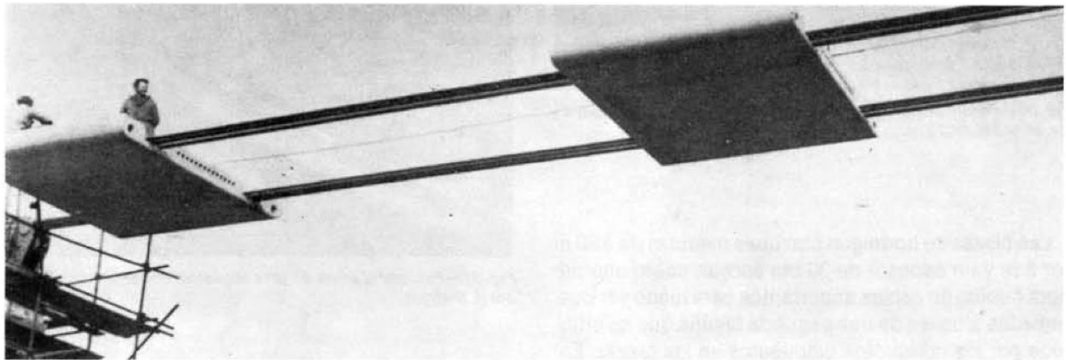
**Tabla 3. Matriz multicriterio.**

<b>Caracterización del escenario</b>		<b>Calificación de las diferentes alternativas</b>		
<b>Variable</b>	<b>Característica</b>	<b>Puente Tipo Viga</b>	<b>Puente Metálico</b>	<b>Puente tipo Stress ribbon</b>
Luz	30 -100 m	3	4	5
Condiciones geotécnicas y geológicas	Mala	3	4	2
Consecución de materiales	Difícil	4	2	3
Topografía	Muy difícil (Escarpada)	2	2	4
Accesibilidad	Mala	2	3	4
Uso del puente	Peatonal	5	5	5
Vida útil	Larga	4	3	4
Método Constructivo	Simple	3	3	4
Soporte Técnico Requerido	Disponibilidad	4	2	2
<b>Total</b>		<b>30</b>	<b>28</b>	<b>33</b>

El puentes tipo Stress ribbon resulto ser el más viable en los siguientes aspectos:

- Luz: Esta tipología permite abarcar grandes luces sin apoyos intermedios ya que su estructura principal está conformada por cables y además está conformado por un tablero postensado lo que le da rigidez a la estructura a diferencia de los puentes peatonales colgantes comunes.

- Método Constructivo: Construcción en poco tiempo gracias al uso de elementos prefabricados y el montaje de estos se puede ejecutar sin la necesidad de usar un bastidor principal o grúas de gran tamaño.
- Topografía: Permite la construcción sobre terrenos difíciles ya que para la instalación de la superestructura solo se requiere del tendido de los cables de soporte y luego los elementos prefabricados se deslizan a través de estos tal como se muestra en la Ilustración 16:



**Ilustración 16. Instalación elementos prefabricados. Fuente:** (Stráský, 2006)

- Accesibilidad: Su construcción no requiere del uso de grandes maquinarias y este puede construirse a partir del uso de elementos prefabricados de concreto aligerado manoportables. Los elementos prefabricados pueden fabricarse en la misma obra si se disponen de los conocimientos técnicos necesarios o pueden traerse de algún punto de fabricación de los centros urbanos.

La variable en la que presente desventaja con respecto a las otras alternativas son las condiciones geotécnicas, dado que esta tipología presenta grandes fuerzas horizontales en los puntos extremos de apoyo, lo que implica una subestructura costosa en caso de presentarse suelos blandos.

De la matriz anterior se puede concluir que los puentes tipo viga y los puentes sustentados por cables como los tipo stress ribbon resultan ser muy viables para la zonas rurales de Colombia desde el punto de vista técnico. Sin embargo, esta conclusión no resulta ser del todo valida si no se materializa mediante cifras que muestren que estas tipologías si resultan ser más baratas y rápidas de construir. Para esto, en la siguiente sección se procede a realizar el diseño de ambas alternativas en un escenario en particular para hacer una comparación de costos y tiempos de construcción.

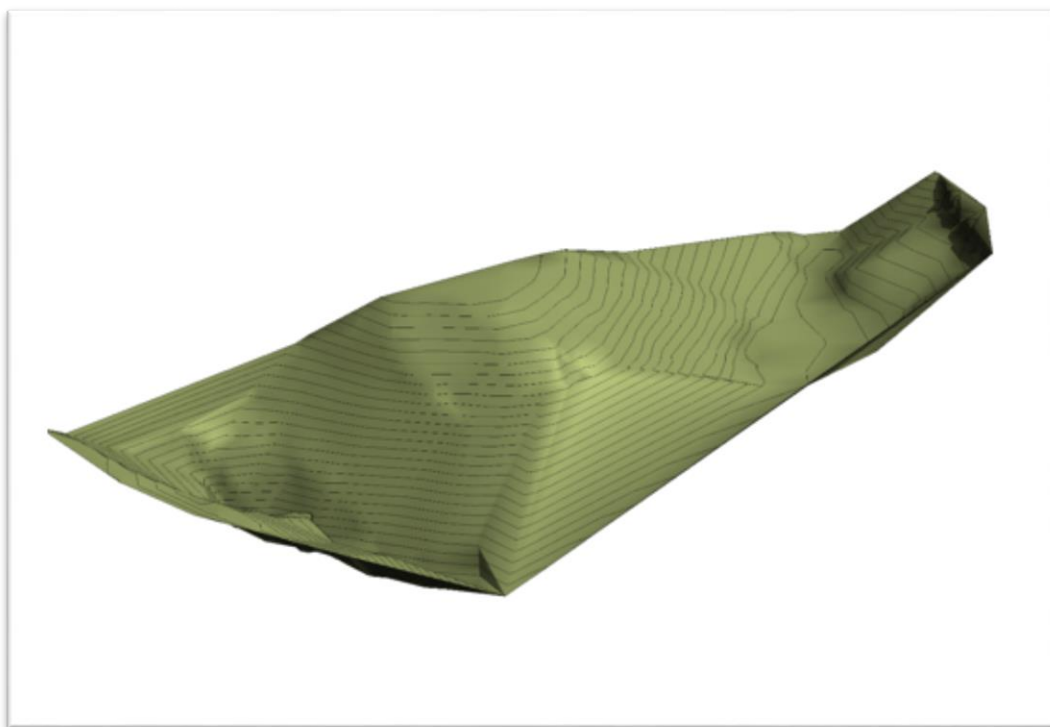
### 3.3 Selección de un escenario específico de zona rural en Colombia

#### 3.3.1 Ubicación y topografía

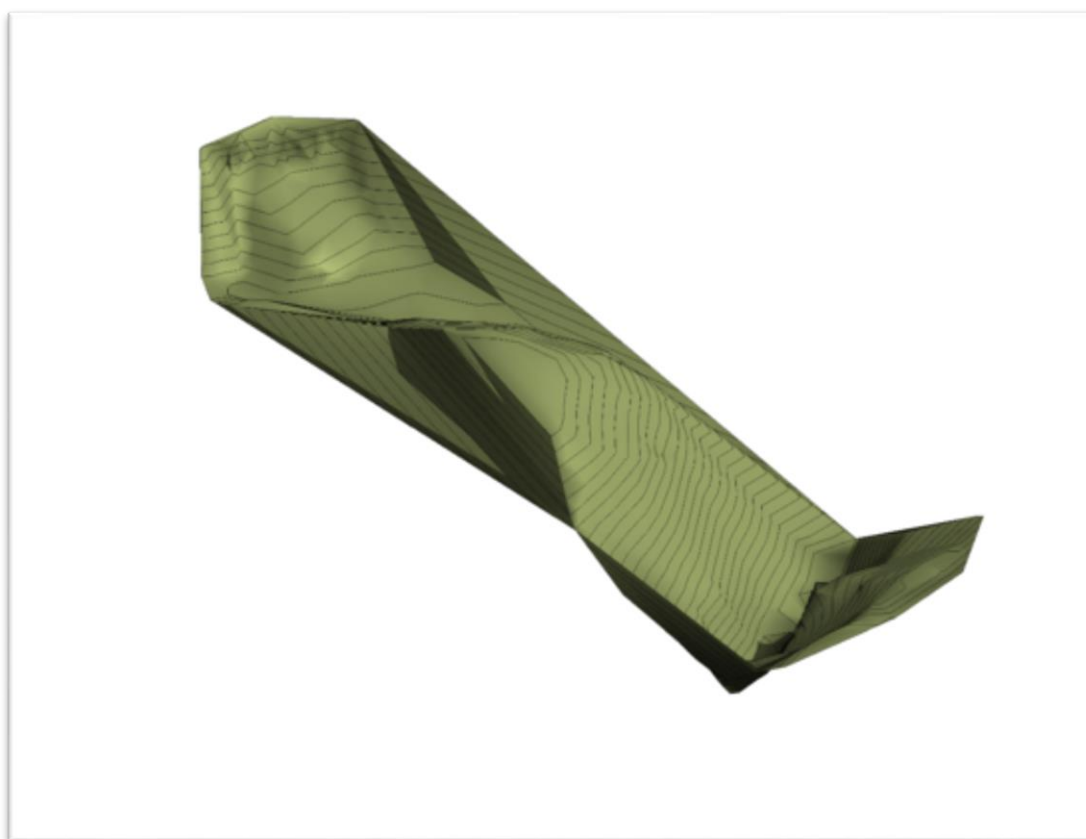
Para realizar el diseño se escogió una zona en el municipio de Tarso con una topografía suministrada por estudiantes de la universidad EIA, quienes tomaron los datos reales en el sitio.

Como se mencionó anteriormente, la necesidad de construir un puente en esta zona es algo que realmente se requiere y actualmente se están haciendo comparaciones de diferentes alternativas para decidir cuál es la mejor. El objetivo del proyecto es comunicar una escuela primaria ubicada en las afueras del pueblo, con una de las arterias principales de este.

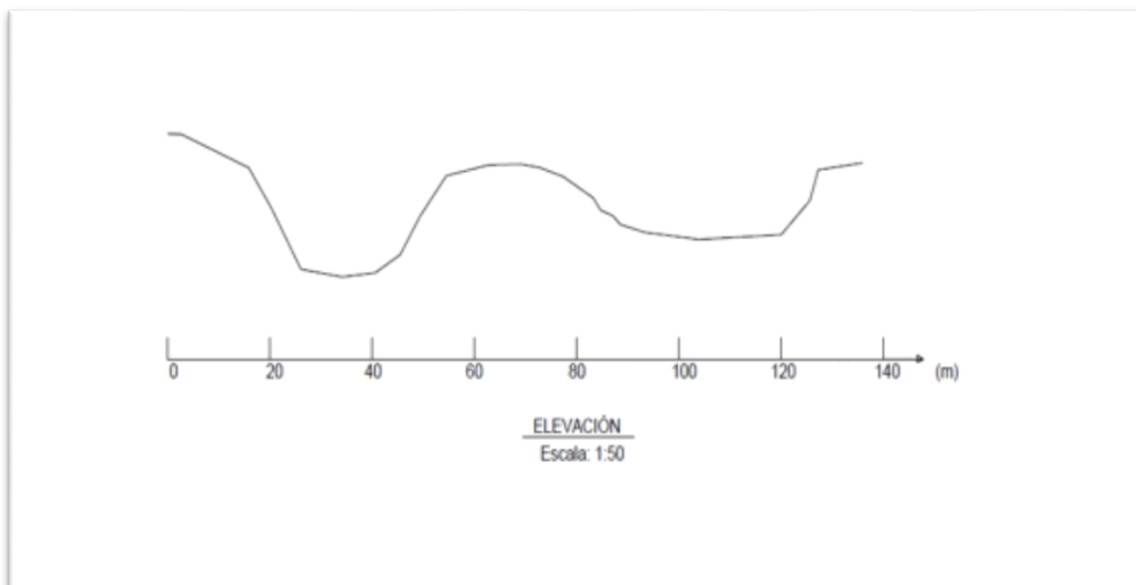
La topografía dada para el diseño del puente se muestra en la Ilustración 17 y Ilustración 18



**Ilustración 17. Topografía 3D Terreno. Fuente:** Universidad EIA



**Ilustración 18. Topografía 3D terreno. Fuente:** Universidad EIA



**Ilustración 19. Elevación terreno. Fuente:** Elaboración propia



**Ilustración 20. Vista planta terreno. Fuente: Conconcreto S.A**

### **3.4 Diseño geométrico y estructural de puente stress ribbon para las condiciones del escenario seleccionado.**

#### **3.4.1 Selección de Variables Iniciales**

De acuerdo con la topografía dada, las luces que se deben salvar son aproximadamente de 50 metros cada una.

De acuerdo con el Código Colombiano de Puentes, los puentes peatonales no pueden tener una relación de flecha sobre luz mayor a 5% ( $\frac{f}{L} \leq 5\%$ ), para limitar la pendiente máxima para personas inválidas.

De acuerdo con la teoría de diseño de puentes tipo stress ribbon, se sabe que tanto la tensión horizontal en los cables de soporte, el esfuerzo en el tablero conformado por las losas de concreto y la fuerza necesaria en los cables de postensado dependen de la flecha que se defina. A parte de la limitación de la relación flecha-luz  $\leq 5\%$ , se debe asegurar que no se presenten esfuerzos de tensión en las losas de concreto o que estos sean muy pequeños, lo cual define la carga de postensado que se debe aplicar. Por lo tanto, la selección de la flecha consiste en realizar varias iteraciones hasta que todas estas condiciones se cumplan.

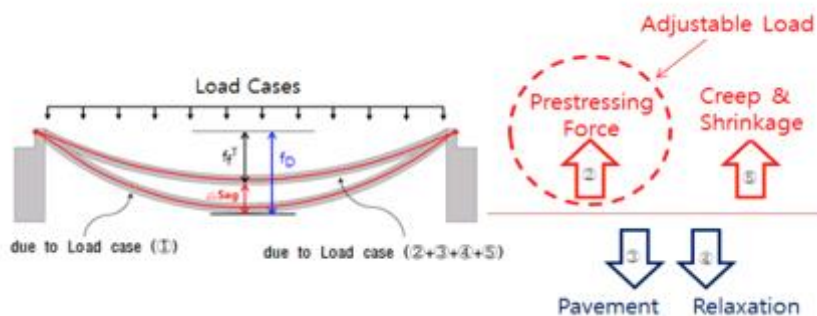
Para seleccionar la flecha del puente, se procede de la siguiente manera:

Se debe establecer una relación  $f/L$ , la cual generalmente varía entre  $1/30$  y  $1/50$ , con esta relación se determina la flecha deseada en estado de servicio incluyendo efectos reológicos ( $f_{it}$ ). Luego se debe establecer cuál es el máximo esfuerzo de tensión permitido en la sección de concreto ( $\sigma_{tm}$ ). La sección se puede diseñar como totalmente presforzada o parcialmente presforzada. Para el primer caso, el esfuerzo máximo de tensión es cero, es decir que se diseña de tal manera que la sección de concreto no presente ningún esfuerzo de tensión. Para el caso de parcialmente presforzado, se permiten valores de tensión pequeños los cuales normalmente no exceden de 2.5 MPa. Para este proyecto la sección se diseña totalmente presforzada, es decir, que  $\sigma_{tm} = 0$ . Una vez definido  $\sigma_{tm}$ , se debe asumir  $F_d$  que es la flecha cuando se aplica la carga muerta, y  $F_p$  que es la flecha obtenida luego de aplicar la fuerza de postensado (esta es menor que  $F_d$  ya que el postensado genera un desplazamiento hacia arriba de la estructura). En la Ilustración 21 se pueden visualizar mejor estas flechas. Se deben hacer varias iteraciones para hallar estas dos flechas de tal manera que se cumpla lo siguiente:

- El esfuerzo de tensión en la sección es menor que el establecido (cero para totalmente presforzado).
- La Flecha en estado de servicio obtenida ( $f_{it}$ ) sea igual a la establecida al inicio ( $f/L = 1/30$  para este caso).

Una vez se cumplan con estas condiciones, se procede a determinar la fuerza de postensado, área de torones de soporte y torones de postensado.

Todo el procedimiento para seleccionar las variables iniciales necesarias para el diseño estructural del puente se resume en el diagrama de flujo de la Ilustración 22.



**Ilustración 21. Variación de flecha para diferentes estados de carga. Fuente:**  
Kongju National University-Korea



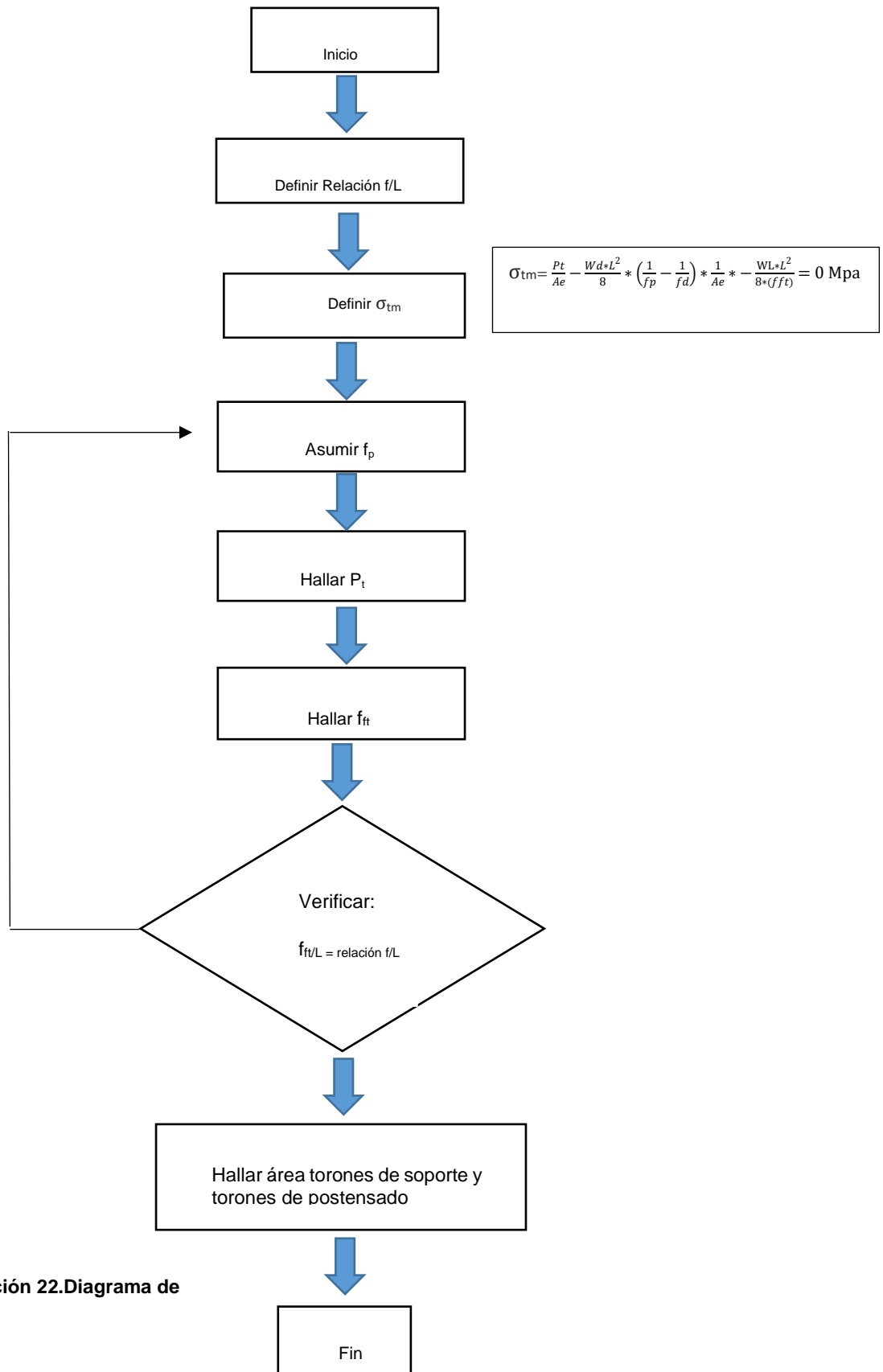


Ilustración 22. Diagrama de flujo.

Este proceso requiere efectuar muchas iteraciones hasta que se cumplan las condiciones, lo cual en muchos casos puede ser bastante tedioso. De acuerdo con investigadores de la Kongju National University-Korea, en su artículo publicado *Desing Procedure of Stress Ribbon Pedestrian Bridges*, establecen una serie de ecuaciones regresivas para este tipo de puente con luces entre 30 m y 120 m, relaciones de luz/flecha de 1/30, 1/40 y 1/50, espesores de secciones entre 0.18 m y 0.20 m y ancho de sección entre 1.5m y 2m, para determinar dichas variables sin necesidad de hacer iteraciones.

**Tabla 4. Ecuaciones regresivas para determinar variables iniciales para diferentes luces. Fuente:** Kongju National Univerity-Korea

	L(m)	f/L	A	B		L(m)	f/L	A	B		L(m)	f/L	A	B
$\sigma_{dl}$	120	1/50	25.9	-12.0	$\sigma_{cl}$	120	1/50	55.5	-5.7	$f_p$	120	1/50	1.1	2.46
		1/40	39.4	-10.0			1/40	70.7	-3.6			1/40	1.5	3.04
		1/30	70.7	-8.3			1/30	107.0	-2.7			1/30	2.0	4.04
	80	1/50	22.5	-9.7		80	1/50	49.0	-4.3		80	1/50	0.8	1.64
		1/40	35.4	-8.2			1/40	66.4	-3.5			1/40	1.0	2.04
		1/30	65.5	-6.8			1/30	102.3	-2.7			1/30	1.3	2.70
	60	1/50	23.0	-9.9		60	1/50	52.4	-6.7		60	1/50	0.6	1.24
		1/40	32.4	-7.5			1/40	63.8	-3.6			1/40	0.8	1.52
		1/30	60.7	-6.2			1/30	101.4	-3.1			1/30	1.0	2.03
	50	1/50	21.1	-9.7		50	1/50	53.8	-7.6		50	1/50	0.5	1.03
		1/40	30.8	-7.4			1/40	68.2	-4.9			1/40	0.7	1.27
		1/30	56.3	-5.8			1/30	102.6	-3.4			1/30	0.9	1.69
	40	1/50	15.1	-8.5		40	1/50	54.3	-7.4		40	1/50	0.4	0.83
		1/40	23.4	-6.6			1/40	66.0	-4.2			1/40	0.5	1.02
		1/30	45.8	-5.3			1/30	97.9	-2.9			1/30	0.7	1.35
	30	1/50	14.4	-11.4		30	1/50	73.9	-21.3		30	1/50	0.3	0.66
		1/40	20.9	-8.1			1/40	141.7	-32.6			1/40	0.4	0.78
		1/30	45.6	-6.6			1/30	133.5	-8.3			1/30	0.4	1.04

Con base en estas ecuaciones, se procede a determinar las variables iniciales para diseñar el puente.

Luz: 50 m

$$\text{Relación flecha Luz} = \frac{f}{L} \quad (17)$$

$$\text{Relación flecha Luz} = \frac{1}{30}$$

$$f = 50 * \frac{1}{30} = 1.67 \text{ m}$$

Se tomó la mayor relación f/L, ya que da una mayor flecha lo que significa menores fuerzas de tensión en el cable y por ende menos contrapeso requerido por parte de los muertos de anclaje, lo que se traduce en un diseño más económico.

Flecha después de carga muerta:

De acuerdo con la Tabla 4 para una relación de f/L = 30 y con  $\sigma_{tm}=0$ , se tiene:

$$0 = 56.3\left(\frac{\Delta_{sag}}{f_{ft}}\right) - 5.8 \quad (18)$$

Donde:

$$\Delta_{sag} = f_d - f_{ft} \quad (\text{ver Ilustración 21})$$

$f_{ft}$  = Flecha deseada en estado de servicio

$$\frac{\Delta_{sag}}{f_{ft}} = \frac{5.8}{56.3} = 0.103$$

Flecha después de carga muerta:

$$f_d = \frac{\Delta_{sag}}{f_{ft}} * f + f$$

$$f_d = 0.103 * (1.67m) + 1.67 \text{ m} = 1.842 \text{ m}$$

De acuerdo con las regresiones de la Tabla 4, para una luz de 50 m y una relación  $f/L=1/30$ , el esfuerzo máximo en el centroide de la sección es:

$$\sigma_{cl} = 102.6 * 0.103 - 3.4 = 7.168 \text{ MPa}$$

Flecha luego de aplicar carga de postensado:

De la Tabla 4, para una luz de 50 m y una relación  $f/L=1/30$ , la flecha luego de aplicar carga de postensado es:

$$f_p = 0.9 * 0.103 + 1.69 = 1.783 \text{ m}$$

Con estos valores iniciales de  $f_{ft}$ ,  $f_d$  y  $f_p$ , se procede a realizar el diseño.

Según el artículo 3.6.1.6 de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, los puentes exclusivos para peatones, tráfico ecuestre, vehículos livianos de mantenimiento y/o tráfico de bicicletas se deben diseñar de acuerdo con el código *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* de la AASHTO.

De acuerdo con este código se tiene:

### 3.4.2 Cargas

Antes de definir las cargas de servicio es necesario tener las dimensiones de la sección transversal de la superestructura del puente. Dicha sección propuesta se muestra en la Ilustración 23:

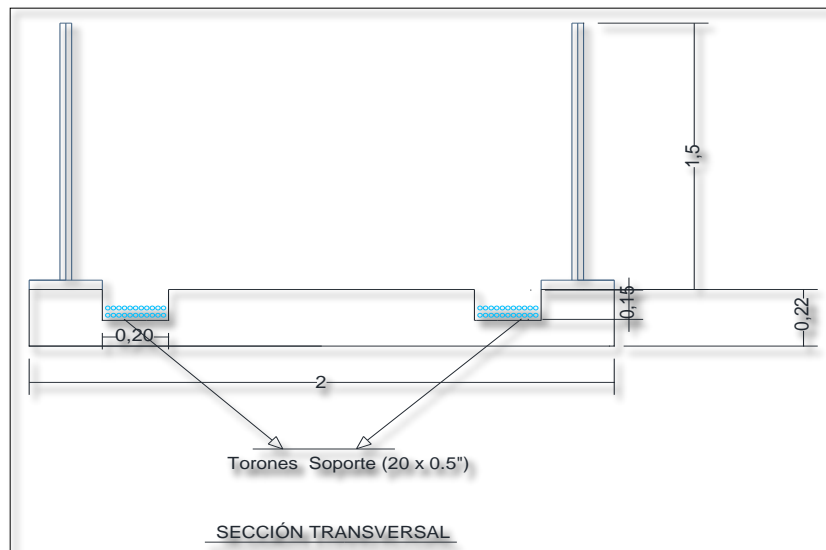


Ilustración 23. Sección transversal. Fuente: Elaboración propia

### Carga viva peatonal (PL)

Este código establece en el literal 3.1 una carga viva peatonal de 90 psf (4.4 kN /m<sup>2</sup>).

### Carga Vehicular (LL)

La norma establece que el puente se debe diseñar para una carga vehicular a menos que se prevenga por elementos físicos permanentes. Para este caso, el ancho entre barandas es de 1.5 m, lo cual es un espacio demasiado reducido para el acceso vehicular. Por lo tanto no se va a considerar carga vehicular.

### Carga de Viento (WS)

De acuerdo con la norma *LFRD Guide Specifications for the Design of Pedestrian bridges*, literal 3.4, los puentes peatonales se deben diseñar para cargas de viento horizontal como se especifica en la ASSHTO LFRD (o el CCP-14 que es lo mismo), en donde el factor de importancia de viento ( $I_v$ ) debe ser tomado como 1.15. Además se debe aplicar una carga de viento vertical hacia arriba tal como se especifica en la AASHTO LFRD.

Según esto, se tiene:

### Carga de Viento Horizontal

El artículo 3.8.11 del CCP-14, establece que la carga de viento horizontal se debe aplicar sobre el área expuesta en la vista alzada incluyendo el sistema de piso, barandillas y barreras de sonido.

De acuerdo con el literal 3.8.1.1 del CCP-14, debe asumirse que las presiones son causadas por una velocidad de viento básica de diseño,  $V_B$ , de 160 Km/h.

De acuerdo con la Tabla 5, las presiones básicas, correspondientes a  $V_B = 160$  Km/h, son las siguientes:

**Tabla 5. Presiones básicas de viento de acuerdo con tipo de estructura. Fuente:** (Sísmica, 2012)

Componente de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas, y Arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies grandes Planas	0.0019	NA

Para este caso, la clasificación que más se acerca es la de superficies grandes planas, (aunque en realidad es pequeño ya que el espesor del tablero es de 0.22 m).

Se tiene entonces:

Carga de Barlovento= 0.0019 MPa

El área expuesta a la fuerza horizontal de viento es la siguiente:

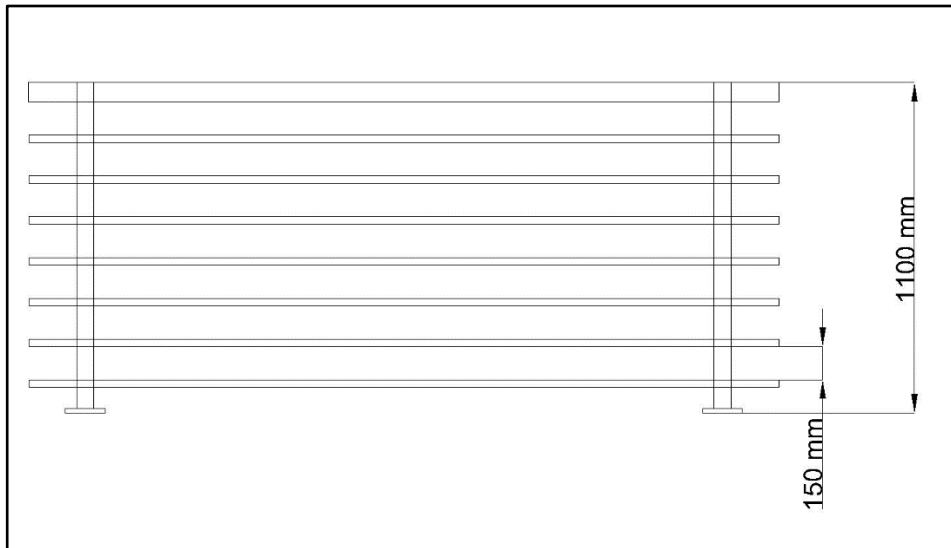
Espesor tablero = 0.22 m

Área tablero= 0.22 m<sup>2</sup> por metro lineal de longitud.

#### **Área de las barandillas:**

De acuerdo con el artículo 13.8 del CCP-14, la altura mínima de las barandas para peatones debe ser de 1067 mm, medida a partir de la cara superior del andén. La abertura entre estas debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 152 mm de diámetro.

Se usa una altura de baranda de 1100 mm a partir de la cara superior del andén, con barandillas circulares de 30 mm de diámetro separadas cada 150 mm. Se tiene entonces un área de barandillas de 0.336 m<sup>2</sup> por metro lineal de longitud.



**Ilustración 24. Barandas Puente. Fuente:** Elaboración propia.

El área total de exposición a la fuerza de viento horizontal es:

Área tablero + barandillas =  $0.22 \text{ m}^2 + 0.336 \text{ m}^2 = 0.556 \text{ m}^2$ .

Fuerza horizontal de viento:

$$0.0019 \text{ N/mm}^2 * 0.556 \text{ m}^2/\text{m} = 1056 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ kN/m}$$

Carga de viento vertical:

De acuerdo con el artículo 3.8.2 del CCP-14, debe considerarse una fuerza de viento longitudinal lineal en dirección vertical, hacia arriba, obtenida de multiplicar 0.96 KPa por el ancho del tablero, incluyendo parapetos y aceras. Esta fuerza debe aplicarse solamente para los estados límite de Resistencia III y de Servicio IV que no involucran viento sobre carga viva, y solamente cuando la dirección del viento se supone perpendicular al eje longitudinal del puente.

Se tiene entonces:

Ancho tablero= 2 m

$$\text{Carga vertical de viento} = 0.96 \text{ KPa} * 2 \text{ m} = 1.92 \text{ kN/m}$$

Carga Sísmica (EQ)

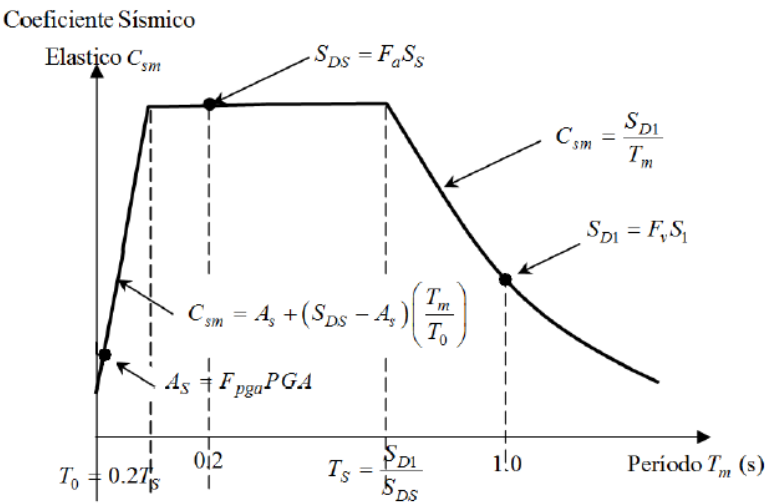
Debido a que los puentes tipo stress ribbon tienen frecuencias naturales muy bajas, no son muy sensibles a las cargas sísmicas, la fuerza horizontal debido a la carga viva generalmente es mayor que la fuerza generada por las cargas sísmicas. Por lo tanto, las cargas sísmicas no controlan el diseño de este tipo de puentes. Sin embargo, se debe hacer el respectivo análisis (Strasky 2006).

De acuerdo con CCP-14, el municipio de Tarso es una zona con las siguientes características:

**Tabla 6. Coeficientes y factores sísmicos para el municipio de Tarso. Fuente:** Elaboración propia.

PGA (aceleración pico horizontal)	0.25
-----------------------------------	------

Ss (Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de vibración de 0.2 segundos)	0.6
S1 (Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de vibración de 1.0 segundos)	0.3
Tipo de perfil de Suelo	D
F <sub>PGA</sub> ( Factor de sitio para un periodo nulo)	1.3
Fa (Factor de sitio para intervalos de periodos cortos)	1.3
Fv (Factor de sitio para intervalos de periodos largos)	1.8



**Ilustración 25. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento. Fuente:** (Sísmica, 2012)

De acuerdo con estos valores, se construye el espectro de aceleraciones y se obtienen los siguientes datos:

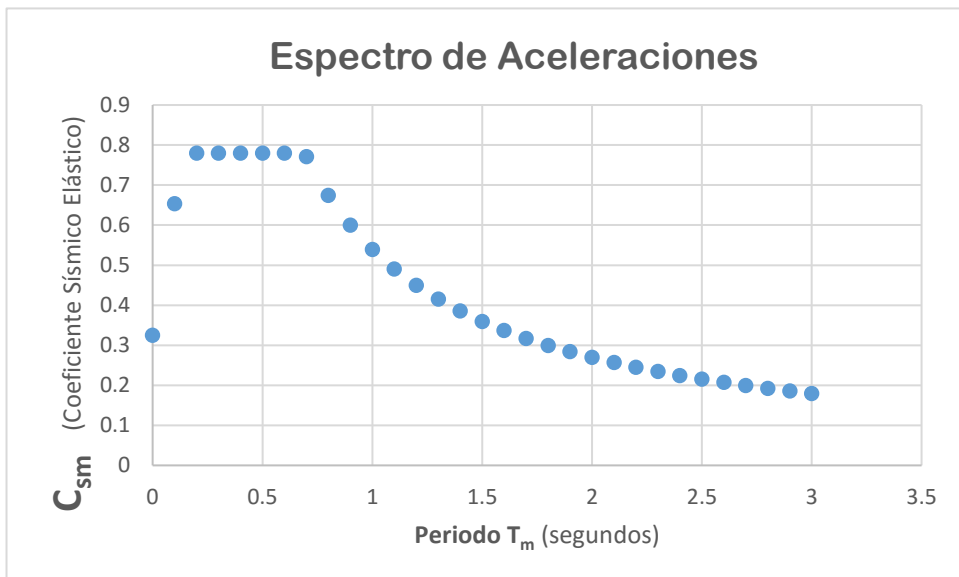
**Tabla 7. Espectro de aceleraciones para diseño sísmico del proyecto. Fuente:** Elaboración propia.

T	C <sub>sm</sub>
---	-----------------



0	0.325
0.1	0.65361111
0.2	0.78
0.3	0.78
0.4	0.78
0.5	0.78
0.6	0.78
0.7	0.77142857
0.8	0.675
0.9	0.6
1	0.54
1.1	0.49090909
1.2	0.45
1.3	0.41538462
1.4	0.38571429
1.5	0.36
1.6	0.3375
1.7	0.31764706
1.8	0.3
1.9	0.28421053
2	0.27
2.1	0.25714286
2.2	0.24545455

2.3	0.23478261
2.4	0.225
2.5	0.216
2.6	0.20769231
2.7	0.2
2.8	0.19285714
2.9	0.1862069
3	0.18



**Ilustración 26. Espectro de aceleraciones para diseño sísmico del proyecto. Fuente:** Elaboración propia.

### 3.4.3 Combinaciones de Carga

De acuerdo con el código para puentes peatonales mencionado anteriormente, se establece que dichos puentes se deben diseñar para las mismas combinaciones especificadas en el LFRD AASHTO, con las siguientes excepciones:

- No se tiene que considerar la combinación de carga Resistencia II, Resistencia IV y Resistencia V.
- El factor de carga para la combinación de Carga Fatiga I, debe ser tomado como 1.0 y la Fatiga II no tiene que considerarse.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, las combinaciones que se van a considerar son las siguientes:

**Tabla 8. Combinaciones de carga. Fuente: (Sísmica, 2012).**

[illegible]

Las cargas de la Tabla 8 se especifican a continuación:

DC = Peso propio de los elementos estructurales y accesorios no estructurales.

DD = Fuerza de fricción negativa.

DW = Peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones.

EH = Empuje horizontal del suelo.

ES = Sobrecarga de suelo.

EL = fuerzas misceláneas resultantes del proceso de construcción, incluyendo el izaje de voladizos en construcción por segmentos.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = Fuerzas secundarias debido a pretensado.

SH = Fuerzas debida a retracción.

LL = Carga viva vehicular.

IM = Incremento de carga vehicular dinámica.

CE = Fuerza centrífuga vehicular.

BR = Fuerza de frenado vehicular.

PL = Carga viva peatonal.

LS = Sobrecarga de carga viva.

WA = Carga de agua y presión de la corriente.

WS = Carga de viento sobre la estructura.

WL =Carga de viento sobre la carga viva.

FR = Carga de fricción.

TU = Fuerza debida a temperatura uniforme.

TG = Fuerzas debidas a gradientes de temperaturas.

SE = Fuerzas debidas a asentamientos.

EQ = Carga sísmica.

BL = Carga de explosión.

IC = Carga de hielo

CT = Fuerza de colisión vehicular.

CV = Fuerza de colisión de embarcaciones.

No se va a evaluar Servicio II, ya que esta combinación es para controlar fluencia en estructuras de acero, tampoco servicio IV, puesto que es una combinación de carga relacionada solamente con tracción en columnas de concreto presforzado para controlar fisuras, el cual tampoco aplica para este caso. Tampoco se incluye Evento extremo II porque este es una combinación de carga de colisión de embarcaciones y vehículos, inundaciones de verificación y ciertos eventos hidráulicos, el cual no aplica para este proyecto.

Las cargas que se van a tomar en cuenta en el diseño para este proyecto, son las siguientes:

**Tabla 9. Factores de carga. Fuente:** Elaboración Propia.

TIPO DE CARGA	Factor de Carga $\gamma$
DC: Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales.	$\gamma_p = 1.25$ (Tabla 8)
PS (Fuerzas de presforzado)	$\gamma_p = 1.0$ (Tabla 8)
PL(Carga viva peatonal)	
EQ (Carga sísmica)	$\gamma_{Eq} = 0.5$ (Sísmica, 2012)
TU (temperatura uniforme)	
WS (Carga de viento)	

Se tiene entonces las siguientes combinaciones de carga:

**Tabla 10. Combinaciones de carga a usar en el proyecto. Fuente:** Elaboración propia.

Resistencia I	1.25 (DC) + 1.0 (PS) + 1.75 (PL) + 1.20 (TU)
Resistencia III	1.25 (DC) + 1.0 (PS) + 1.4 (WS) + 1.2 (TU)
Evento Extremo I	1.25 (DC) + 1.0 (PS) + 0.5 (PL) + 1.0 (EQ)
Servicio I	1.0 (DC) + 1.0 (PS) + 1.0 (PL) + 0.3 (WS) + 1.2 (TU)
Servicio III	1.0 (DC) + 1.0 (PS) + 0.8 (PL) + 1.2 (TU)
Fatiga I	1.15 (PL)

#### 3.4.4 Cálculos

Para realizar el diseño del puente, se utiliza la combinación de carga Resistencia I, la cual se corroboró luego con el Modelo Computacional, que era la combinación de carga más crítica.

**Tabla 11. Combinación de carga Resistencia I. Fuente:** Elaboración Propia.

Combinación de Carga: Resistencia I
1.25 DC + 1.0 PS + 1.75 PL

Donde:

Dc = Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales

Ps = Fuerzas debidas al pretensado

PL = Carga viva peatonal

### 3.4.5 Datos

**Tabla 12. Luces, áreas y ancho del puente. Fuente:** Elaboración Propia.

Luz	50 m
Flecha luego de carga muerta	1.842 m
Flecha luego de postensado	1.783 m
Flecha en estado de servicio	1.67 m
Área Concreto prefabricado	0.402 m <sup>2</sup>
Área Concreto in-situ	0.06 m <sup>2</sup>
Ancho total	2 m
Ancho útil	1.5 m

#### Carga muerta:

Peso prefabricados:  $0.402(\text{m}^2) \times 19.2 \text{ kN/m}^3 = 7.72 \text{ kN/m}$

Peso barandas:  $0.5 \text{ kN/m}$

Peso Concreto in-situ:  $0.06 (\text{m}^2) * 24 \text{ Kn/ m}^3 = 1.44 \text{ kN/m}$

Total Carga muerta:  $9.66 \text{ kN/m}$

Factor de Carga Muerta:  $1.25$

Total Carga Muerta amplificada:  $12.08 \text{ kN/m}$

Carga Viva:

Peso peatones:  $4.4 \text{ kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 6.6 \text{ kN/m}$

Factor de Carga Viva: 1.75

Carga Viva amplificada: 11.55 kN/m

Carga Muerta + Carga Viva: 23.63 kN/m

**3.4.6 Diseño tendones de soporte:**

Fuerza horizontal debido a la carga muerta y viva:

$$F_H = \frac{W_{muerta+viva} * L^2}{8 * f d} \quad (19)$$

$$FH = 23.63 \frac{kN}{m} * (50)^2 / (8 * 1.842 \text{ m}) = 4009 \text{ kN}$$

Área requerida de torones de apoyo:

$$\text{Área Torones de Apoyo} = H_{wmuerto} / (\phi * F_{pu})$$



Donde:

$H_{\text{muerto}}$  = Fuerza horizontal en el cable

$\phi = 0.55$

$F_{pu}$  = Esfuerzo último

Entonces,

$$4009 \text{ kN} / (0.55 \cdot 1850 \text{ MPa}) = 3940 \text{ mm}^2$$

Número de torones:

Área torón 0.6" = 141 mm<sup>2</sup>

Área torón 0.5" = 100 mm<sup>2</sup>

#### Alternativa 1: Torones de 0.6":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.6")} = 3940 \text{ mm}^2 / 141 \text{ mm}^2 = 28 \text{ torones}$$

#### Alternativa 2: Torones de 0.5":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.5")} = 3940 \text{ mm}^2 / 100 \text{ mm}^2 = 40 \text{ Torones}$$

Se va a usar la alternativa 2, de 40 torones (20 por cada lado) y se va a usar una bocina de anclaje de 22 torones para anclar dichos torones al muerto de anclaje.

El área de torones de apoyo es:

$$40 \text{ Torones} * 100 \text{ mm}^2 = 4000 \text{ mm}^2$$

Área transformada de la losa prefabricada, Concreto in-situ y Cables de apoyo:

$$A_e = A_{ps} + \frac{E_{cs}}{E_{ps}} * A_{cs} + \frac{E_{bt}}{E_{ps}} * A_{bt} \quad (20)$$

Donde:

$A_e$  = Área transformada

$A_{ps}$  = Área de la losa prefabricada

$A_{cs}$  = Área de la losa vaciada in-situ

$A_{bt}$  = Área de los cables de soporte

$E_{cs}$  = Módulo de elasticidad concreto in-situ

$E_{ps}$  = Módulo de elasticidad concreto prefabricado

$E_{bt}$  = Módulo de elasticidad cables de soporte

Entonces,

$$E_{cs} = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$E_{cs} = 4700 \sqrt{35}$$

$$E_{cs} = 27806 \text{ MPa}$$

$$E_{ps} = w_c^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$E_c$  = Módulo de Elasticidad del Concreto (MPa).

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada a los 28 días (Mpa)

$\rho_{wc}$  = densidad del concreto en estado seco (entre 1440 y 2560  $\frac{kg}{m^3}$ )

$$E_{ps} = 1920^{1.5} * 0.043 * \sqrt{35}$$

$$E_{ps} = 3618 * \sqrt{35} = 21402 \text{ MPa}$$

$$A_e = 0.402 \text{ m}^2 + \left( \frac{27806 \text{ MPa}}{21402 \text{ MPa}} \right) * 0.06 \text{ m}^2 + \left( \frac{200000 \text{ MPa}}{21402 \text{ MPa}} \right) * 0.004 \text{ m}^2 = 0.54 \text{ m}^2$$

#### 3.4.7 Diseño torones de Postensado

Fuerza de Postensado (Pt):

$$\frac{Pt}{A_e} - \frac{W_d * L^2}{8} * \left( \frac{1}{f_p} - \frac{1}{f_d} \right) * \frac{1}{A_e} - \frac{W_l * L^2}{8 * (fft)} * \frac{1}{A_e} = 0 \text{ MPa} \quad (21)$$

Donde:

Pt = Fuerza de postensado

Wd = Carga muerta

WL = Carga viva

Despejando  $P_t$  de la ecuación anterior se tiene que:

$$P_t = 67.81 \text{ kN} + 2161.30 \text{ kN}$$

$$P_t = 2230 \text{ kN}$$

Esta es la fuerza de presforzado neta que se le debe aplicar a la sección de concreto, es decir, que este debe ser el valor final después de las pérdidas. Para hallar la fuerza real que se deben aplicar a los cables de postensado se debe calcular las pérdidas.

### **Pérdidas:**

#### Pérdida por acortamiento elástico:

Suponiendo que el tensado de los torones se va a realizar en 2 etapas, se tiene el siguiente resultado:

$$\Delta f_{pEs} = \frac{N-1}{2N} * m * F_{cs} \quad (9)$$

Donde:

$E_s$  = Modulo de Elasticidad Acero (200000 MPa)

$E_c$  = Módulo de elasticidad Concreto (21402 MPa)

$m = E_s/E_c \rightarrow 9.34$

$N = 2$  (número de etapas de tensado)

$F_{cs}$  = Esfuerzo en el centroide de los torones (5.15 MPa)

$\Delta f_{p(Es)}$  = Perdida por acortamiento elástico (9.68 MPa)

Donde:

$$F_{cs} = -\frac{P}{A_{\text{Concreto}}} - \frac{P * e}{I} * e \quad (22)$$

$$F_{cs} = -P \left( \frac{1}{A_{\text{Concreto}}} + \frac{e^2}{I} \right)$$

Se va a considerar una excentricidad de 0 cm

$$F_{cs} = -2230 \text{ kN} * \left( \frac{1}{0.54 \text{ m}^2} + \frac{(0.00\text{m})^2}{\frac{1 * (2\text{m}) * (0.22\text{m})^3}{12}} \right) = 4.13 \text{ MPa}$$

$$(\Delta f_{pEs}) = \frac{2 - 1}{2 * (2)} * 7.52 * 4.13 \text{ MPa} = 7.76 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Perdida} = \frac{7.76 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 0.76 \%$$

Pérdidas por Fricción:

$$\Delta f_{Pfr} = P_0 - P \quad (10)$$

$$P = P_0 * e^{-(u*\alpha + k*s)}$$

(11)

$$P = 2230 \text{ Kn} * e^{-(0.3*0 + 0.002*50)}$$

$$P = 2018 \text{ Kn}$$

**Tabla 13. Pérdidas por fricción. Fuente:** Elaboración propia.

Perdidas por fricción	
P <sub>0</sub> : Fuerza de presforzado sin perdidas (kN)	2230
u (coef. Fricción)	0.3
K	0.002
α (radianes)	0
Y <sub>m</sub> : Excentricidad con respecto al centroide de la sección de concreto (m)	0
L :Longitud de torones a presforzar (m)	50
α	0
P: Fuerza al final de las pérdidas (kN)	2018
%P (al final de la pérdida)	0.905
%Pérdida	9.5%

Pérdidas por penetración de cuña:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta s}{L} * E_s \quad (12)$$

Donde:

$\Delta s$  (mm) = Deslizamiento de la cuña = 4 mm (para cuñas Freyssinet)

L = Longitud tendón (50 m)

$E_s$  = 200000 MPa

$$\Delta f_{pa} = \frac{0.004 \text{ m}}{50 \text{ m}} * 200000 = 16 \text{ (MPa)}$$

$$\% \text{ Pérdida} = \frac{16 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 1.57 \%$$

Pérdida por flujo Plástico:

$$\Delta f_{Pcr} = \frac{E_s}{E_c} * \theta * F_{cs} \quad (13)$$

Donde:

$E_s$  (MPa) = Módulo elasticidad acero

$E_c$  (MPa) = Módulo elasticidad concreto

m = relación modular =  $E_s/E_c$

$\Theta$  = Coeficiente de flujo plástico

Fcs (MPa) = Esfuerzo en el centroide de los torones

$$\Delta f_{Pcr} = \frac{200000 \text{ MPa}}{21402 \text{ MPa}} * 1.6 * 4.13 \text{ MPa} = 61.75 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Perdida} = \frac{61.75 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 6.07 \%$$

Pérdida por retracción del concreto:

$$\Delta f_p(sh) = \epsilon_{sh} * E_p \quad (14)$$

Donde:

$$\epsilon_{sh} = \frac{0.0002}{\log_{10}(t+2)} \quad (15)$$

t = edad del concreto al momento de aplicar la carga en días

$E_p$  = Módulo de elasticidad del torón de acero



$$\epsilon_{SH} = \frac{0.0002}{\log_{10}(28+2)} = 0.000135$$

$$\Delta fP(sh) = 0.000135 * 200000 MPa = 27.07 MPa$$

$$\% Perdida = \frac{27.07 MPa}{0.55 * 1850 MPa} = 2.66 \%$$

Pérdida por relajación del Acero:

$$\Delta fP(R) = \frac{f_{pi}}{KL} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (16)$$

Donde:

F<sub>pi</sub> = Esfuerzo en el acero de presfuerzo

F<sub>py</sub> = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

Kl = Factor que tiene en cuenta el tipo de acero (30 para aceros de baja relajación y 7 para otros aceros). Para este proyecto, los torones a usar son de Grado 270 de baja relajación.

$$\Delta fP(R) = \frac{1850 MPa}{30} * \left( \frac{0.55 * 1850 MPa}{0.8 * 1850 MPa} - 0.55 \right) = 8.48 MPa$$

$$\% Pérdida = \frac{8.48 MPa}{0.55 * 1850 MPa} = 0.83 \%$$

**Tabla 14. Pérdidas totales de postensado. Fuente:** Elaboración propia.

<b>Tipo de Pérdida</b>	<b>% Pérdida</b>
Acortamiento elástico	0.76 %
Fricción	9.5 %
Penetración de Cuña	1.57 %
Flujo Plástico del Concreto	6.07 %
Retracción del Concreto	2.66 %
Relajación del Acero	0.83 %
<b>Total Pérdidas→</b>	<b>21.39%</b>

Por lo tanto la fuerza de presforzado que se debe aplicar es:

$$Pt(neta) = \frac{2230 \text{ kN}}{(1 - 0.2102)} = 2823.49 \text{ kN}$$

Máximo esfuerzo de Compresión en la sección de Concreto:

$$Pt/Ae = (2823.49 \text{ kN} / 0.54 \text{ m}^2) = 5.22 \text{ MPa}$$

El CCP-14 limita los esfuerzos de compresión a los que va a estar sometido el hormigón durante el presfuerzo del mismo. El propósito de establecer límites para los esfuerzos en el concreto es asegurar que no se presente una sobrecarga en el hormigón durante las etapas de tensionamiento y transferencia de la fuerza de tensado. Además, estos límites sirven para evitar el agrietamiento (totalmente presforzado) o controlar el agrietamiento (parcialmente presforzado) cuando la estructura esté en funcionamiento con las cargas de servicio.

En las siguientes tablas se muestran los límites para el esfuerzo de compresión en el concreto presforzado antes y después de las pérdidas en elementos totalmente presforzados exigidos por el CCP-14:

**Tabla 15. Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto presforzado después de las pérdidas - Elementos totalmente preesforzados. Fuente: (Sísmica, 2012)**

Ubicación	Esfuerzo límite
• Excepto en puentes contruidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesfuerzo, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes	$0.45f'_c$ (MPa)
• En puentes contruidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesforzado, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes y las cargas permanentes	$0.45f'_c$ (MPa)
• esfuerzo producido por la sumatoria de esfuerzo efectivo preesforzado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manejo	$0.60\phi_w f'_c$ (MPa)

Para este caso, se tiene que los esfuerzos máximos de compresión permitidos en la sección del elemento prefabricado es de:

$$\phi f'_c = 0.45 * f'_c = 15.75 \text{ MPa}$$

El máximo esfuerzo de compresión que se presenta en la sección es de 5.22 MPa. por lo tanto, se cumple con el anterior requisito.

Con la fuerza de presforzado se pasa a calcular el número de torones necesarios:

Área requerida de torones de presforzado:

$$A_{pt} = \frac{P_t}{\phi * F_{pu}}$$

Donde:

Ø: Son límites de tensión admisible que exige el CCP-14 en los cables de presfuerzo con el fin evitar la rotura de torones durante el tensionamiento del cable, evitar las deformaciones inelásticas de estos y disminuir las pérdidas de fuerza de tensionamiento por las causas mencionadas anteriormente. Las tensiones admisibles en los torones se muestran en la Tabla 16:

**Tabla 16. Límites de esfuerzo para los torones de presfuerzo. Fuente:** (Sísmica, 2012)

Stress Type	Prestressing Tendon Type		
	Stress Relieved Strand and Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Prior to seating—short-term $f_{pbt}$ may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.76f_{pu}$	$0.80f_{pu}$	$0.75f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after all losses $f_{pe}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

$F_{pu}$  = Esfuerzo de rotura del cable de presfuerzo

$P_t$  = Fuerza de presforzado

Como se van a emplear torones de baja relajación con un esfuerzo de rotura de 270 Ksi, estos se deben castigar con un factor de reducción de 0.72 ( $0.8 \cdot 0.9F_{pu}$ ). Sin embargo, para el diseño de los anclajes se decide trabajar con un factor de reducción de 0.55 por recomendaciones de diseñadores expertos.

$$A_{pt} = \frac{2823.49 \text{ kN}}{0.55 \cdot 1850 \text{ MPa}} = 2795 \text{ mm}^2$$

#### Alternativa 1: Torones de 0.6":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.6")} = 2795 \text{ mm}^2 / 141 \text{ mm}^2 = 20 \text{ Torones}$$

Cantidad de cables:

Si se utilizan cables de 7 torones→

$$\text{Cables (0.6")} 7 \text{ Torones} = 20 \text{ Torones} / 7 = 2.86 \text{ Cables}$$

Si se utilizan cables de 12 torones→

$$\text{Cables (0.6")} 12 \text{ Torones} = 20 \text{ Torones} / 12 = 1.67 \text{ Cables}$$

Alternativa 2: Torones de 0.5 ":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.5")} = 2795 \text{ mm}^2 / 100 \text{ mm}^2 = 28 \text{ Torones}$$

Cantidad de cables:

Si se utilizan cables de 7 torones→

$$\text{Cables (0.5") 7 Torones} = 28 \text{ Torones} / 7 = 4 \text{ Cables}$$

Si se utilizan cables de 12 torones→

$$\text{Cables (0.6") 12 Torones} = 28 \text{ Torones} / 12 = 2.33 \text{ Cables}$$

La solución más óptima es usar 4 Cables de 7 Torones de 0.5 Pulgadas.

### 3.4.8 Diseño Anclajes

Datos:

**Tabla 17. Datos para diseño de anclajes. Fuente:** Elaboración propia.

Fh= Fuerza horizontal en los cables de soporte
$Fh = \frac{W * L^2}{8 * fd}$
$Fv = \frac{W * L}{2}$
W (Carga Muerta+viva)= 16.26 kN/m (Cargas sin amplificar)
L: 50m
fd: 1.842m
Fh = 2759 kN
Fv= 406.5 kN
μ (Coeficiente de fricción) = 0.3
Factor seguridad deslizamiento = 1.5
Factor de seguridad básico mínimo directo = 1.5

Fuerza horizontal debido a la carga muerta y viva sin amplificar:

$$F_H = \frac{W_{muerta+viva} * L^2}{8 * fd} \quad (19)$$

$$FH = 16.26 \frac{kN}{m} * (50)^2 / (8 * 1.842 m) = 2758.55 kN$$

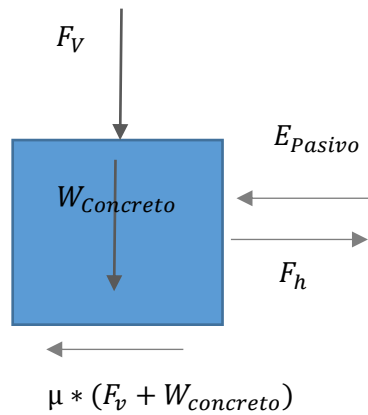
Fuerza vertical debido a la carga muerta y viva sin mayorar:

$$F_v = \frac{W_{muerta+viva} * L}{8 * f d}$$

$$F_v = \frac{16.26 \frac{kN}{m} * 50 m}{2}$$

$$F_v = 406.5 Kn$$

Alternativa 1: Muertos de concreto (sin anclajes)



En vista de que se debe tener un factor de seguridad contra el deslizamiento de 1.5 de acuerdo con la AASHTO 2012, se debe cumplir la siguiente relación:

$$F.S = \frac{\mu * (F_v + W_{concreto}) + E_p}{F_h}$$

(23)

(24)

$$W_{concreto} = (\gamma_{concreto} * VolumenConcreto)$$

$$\gamma_{concreto} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Debido a las condiciones topográficas del terreno de construcción, el empuje pasivo se desprecia. Se tiene entonces que:

$$F.S = \frac{u * (F_v + \gamma_{concreto} * VolumenConcreto)}{F_h}$$

$$W_{concreto} = (\gamma_{concreto} * VolumenConcreto)$$

$$1.5 = 0.3 * \left( 406.5 \text{ kN} + 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * VolConcreto \right) / 2758.55 \text{ kN}$$

$$Volumen Concreto = 557.76 \text{ m}^3$$

Suponiendo que el bloque tiene las tres dimensiones iguales, se tiene:

$$Volumenconcreto = L^3$$

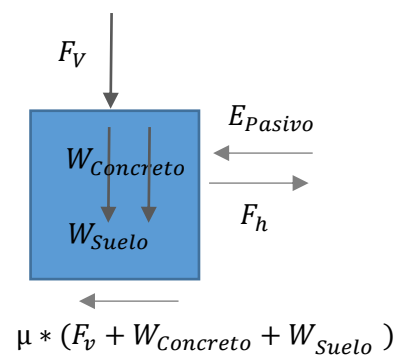
$$L = \sqrt[3]{Volumenconcreto}$$

(25)

$$L = 8.23 \text{ m}$$



Alternativa 2: Caja de Concreto + lleno



$\gamma_{concreto} = 24 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{suelo} = 16 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones caja:

Tabla 18. Datos iniciales caja de concreto.

a : espesor pared frontal
b : espesor paredes lateral
c : espesor base
d : espesor pared trasera
L : longitud
B : ancho
H : altura

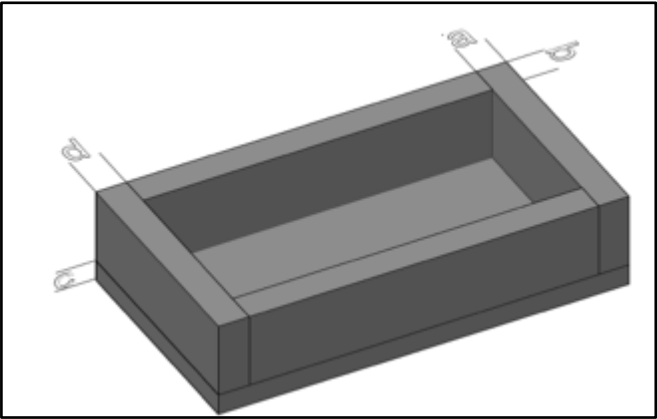


Ilustración 27. Caja de concreto con lleno. Fuente: Elaboración propia.

$$Peso\ Caja\ Concreto = \gamma_{concreto} * VolumenConcreto \quad (26)$$

$$Vconcreto = a * (B * (H - c)) + b * ((L - a) * (H - c)) * 2 + c * (B * L) + d * (B * (H - c)) \quad (27)$$

$$Peso\ Lleno = \gamma_{suelo} * VolumenLleno \quad (28)$$

$$VolumenInteriorCaja = VolumenLleno = (L - a - d) * (B - 2b) * (H - c) \quad (29)$$

$$F.S = \frac{u * (Fv + Wconcreto + Wsuelo)}{Fh} \quad (30)$$

$$F.S = \frac{u * (Fv + \gamma_{concreto} * VolumenConcreto + \gamma_{suelo} * VolumenLleno)}{Fh}$$

$$F.S * Fh - u * Fv =$$

$$u * \gamma_{concreto} * [a * (B * (H - c)) + b * ((L - a - d) * (H - c)) * 2 + c * (B * L) + d * (B * (H - c))] + u * \gamma_{suelo} * (L - a - d) * (B - 2b) * (H - c)$$

Reemplazando en la ecuación anterior, los espesores de las paredes, y asumiendo dos de las tres dimensiones de la caja (L, B, H), se puede despejar la dimensión restante, y por ende el peso del concreto y del suelo.

**Tabla 19. Dimensiones caja de concreto.**

$a = 0.4\text{m}$
$b = 0.2\text{m}$
$c = 0.4\text{m}$
$c = 0.2\text{m}$
$b = 6\text{m}$
$h = 6\text{m}$

Factor Seguridad deslizamiento: 1.5

Se asume B y H ya que son las variables más limitadas por el terreno, y se le asigna el máximo valor posible, que corresponde a un ancho de 6 metros y una altura de 6 metros.

Con estos valores se tienen los siguientes resultados:

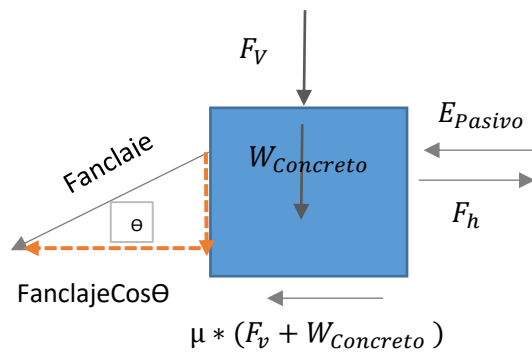
$L = 21.5 \text{ m}$

Volumen Concreto =  $118.98 \text{ m}^3$

Volumen Lleno =  $658.17 \text{ m}^3$

Con este valor tan grande para L, esta alternativa resulta ser inviable.

Alternativa 3: Muerto de concreto con anclajes



$$Fh = u * (Fv + W_{concreto}) + Fanclaje \cos \theta \quad (31)$$

$$Fanclaje = (Perimetro * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (32)$$

$$Fanclaje = (\pi * DiametroAnclaje * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (33)$$

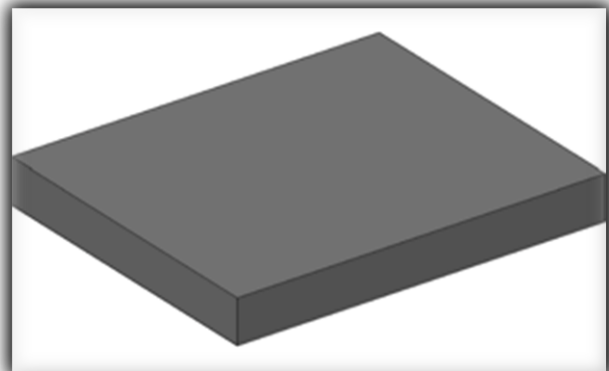
**Tabla 20. Propiedades de materiales y anclajes.**

$\theta$ : Ángulo de los anclaje con respecto a la horizontal
$\gamma_{concreto} = 24 \text{ kN/m}^3$
$\gamma_{suelo} = 16 \text{ kN/m}^3$

## Dimensiones Muerto

**Tabla 21. Dimensiones del Muerto.**

L : largo
B : ancho
H : altura



**Ilustración 28. Muerto de concreto con anclajes. Fuente:**  
Elaboración propia.

$$\text{Peso Caja Concreto} = \gamma_{\text{concreto}} * \text{VolumenConcreto} \quad (34)$$

$$\text{Volumen de Concreto} = B * l * H \quad (35)$$

$$Fh = u * (Fv + W_{\text{concreto}}) + (F_{\text{anclajes}} \cos \theta) \quad (36)$$

$$Fh - u * Fv = u * \gamma_{\text{concreto}} * (B * L * H) + (F_{\text{anclajes}} * \cos \theta) \quad (37)$$

Valores de las dimensiones del muerto de concreto:

Las dimensiones del muerto se seleccionaron al hacer varias iteraciones para tener unas dimensiones de tal manera que el número de anclajes calculados se pueda acomodar con las separaciones requeridas. Estas dimensiones pueden tener múltiples resultados, ya dependiendo de las limitaciones del terreno se fija una o dos dimensiones y se itera con las dimensiones restantes. Cabe mencionar que las dimensiones de este pueden ser mucho más pequeñas pero en vista de que no se tienen datos del estudio de suelos se decide asumir parámetros conservadores para el diseño de este, en donde dichos parámetros pueden influenciar considerablemente en la cantidad de anclajes que se requieren y en las dimensiones del muerto.

**Tabla 22. Dimensiones muerto de concreto con anclajes.**

B: 6 m
H: 1.0 m
L :4.8 m

Volumen Concreto = 28.8 m<sup>3</sup>

Remplazando los valores y despejando la fuerza de anclajes de la ecuación 37, se tiene:

Fuerza de Anclaje Necesaria = 2805 kN

Debido a que esta fuerza de anclaje se determinó a partir de unas cargas de servicio sin mayorar, es necesario amplificar esta fuerza por un factor, el cual está entre 1,5 y 1,7. Para este proyecto se decide trabajar con un factor de 1.6. De acuerdo con lo anterior se tiene que:

Fuerza de Anclaje Necesaria =  $2805 \text{ kN} \cdot 1.6 = 4488 \text{ kN}$

Con esta fuerza de anclaje requerida, se pasa a diseñar los anclajes para hallar la cantidad de anclajes requeridos y la longitud de cada uno. Se sabe que la fuerza de anclaje es:

$$F_{\text{anclaje}} = (\text{Perimetro} \cdot \text{LongitudAnclaje} \cdot \text{fricciónSuelo}) \quad (38)$$

De acuerdo con el catálogo suministrado por la empresa de anclajes Freyssinet, se tiene los siguientes datos para los anclajes permanentes:

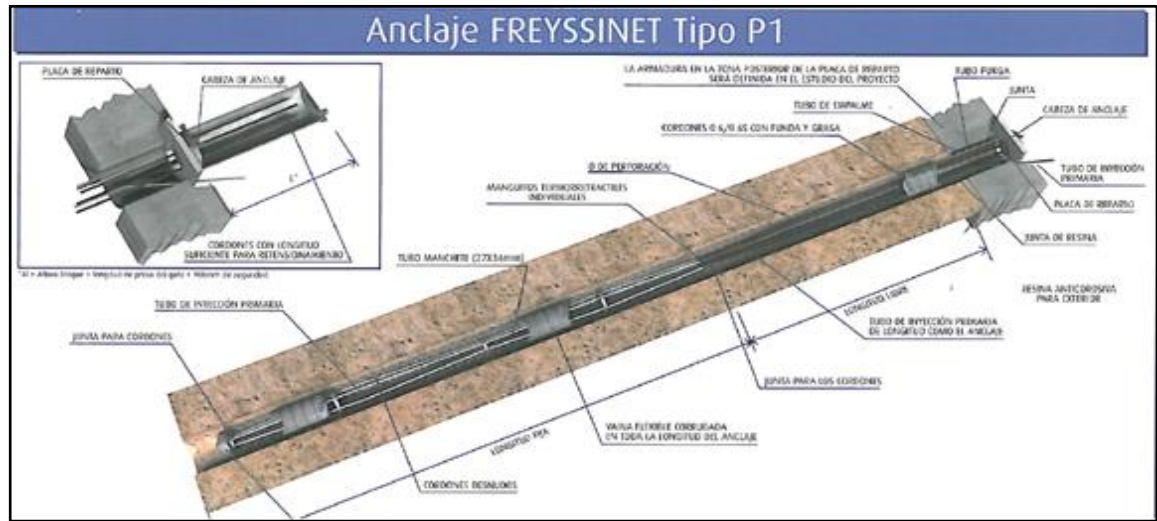
**Tabla 23. Datos para anclajes al terreno.**

$\Theta = 30$ grados
Diámetro Anclajes = 0.132 m

Se asume un valor de resistencia al corte del suelo de  $50 \text{ kN/m}^2$  ya que es un valor conservador y no se cuenta con un estudio de suelos de la zona.

**Tabla 24. Catalogo anclajes al terreno. Fuente:** (Freyssinet, 2013)

Anclaje permanente tipo P1																	
Cordones	Sección	Bloques	Hueco( )	Gama C/K	Diam.C/K	Puntero	Separador	Vaina Lisa	Vaina	Iny. Prim.	Iny. Secund.	Saco obturador	Obtur. res	Placa de reparto			
								Corrugada						Sin ángulo		Con ángulo	
				(Placa)	(Placa)			(L.L.)	(L.F.)	(Long=Anch)	(en L.L.)			Lado	Espeor	Lado	Espeor
							PVC	PVC	PVC	PVC	PVC			DL	S	DL	
	(mm2)	(KN)	(mm)		(mm)			(mm)	(mm)	(mm)	(m m)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
2x0.6"	278	280	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL50	GL50	20	16	Opcional	Obligatorio			210	
3x0.6"	417	420	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL65	GL65	20	16	Opcional	Obligatorio	210	25	a	25
4x0.6"	556	560	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL65	GL65	20	16	Opcional	Obligatorio			270	
5x0.6"	695	700	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL70	GL70	20	16	Opcional	Obligatorio			300	
6x0.6"	834	840	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL70	GL70	20	16	Opcional	Obligatorio	300	30	a	30
7x0.6"	973	980	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio			300	
8x0.6"	1112	1120	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio			300	
9x0.6"	1251	1260	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio			300	
10x0.6"	1390	1400	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL100	GL100	20	16	Opcional	Obligatorio	380	40	a	40
11x0.6"	1529	1541	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL100	GL100	20	16	Opcional	Obligatorio			400	



**Ilustración 29. Anclaje Freyssinet tipo P1. Fuente:** (Freyssinet, 2013)

Si se utiliza el anclaje permanente de 2 cordones (Torones) de 0.6", el cual resiste una fuerza nominal de 280 kN, la longitud que debe tener cada anclaje es entonces:

$$F_{anclaje} = (Perimetro * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (39)$$

$$F_{anclaje} = (\pi * Diametro Anclaje * LonguitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (40)$$

$$280 \text{ Kn} = \left( \pi * 0.132 \text{ m} * LonguitudAnclaje * 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

Para el diseño geotécnico, es recomendable trabajar con factores de seguridad debido a la gran incertidumbre que se tiene en la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo. Para el diseño de anclajes, se recomienda reducir la resistencia al corte del suelo por un factor de seguridad que varía entre 1.5 y 2. La selección de este factor de seguridad dependerá de la calidad de los parámetros geotécnicos del suelo. Para este proyecto se decide trabajar con un factor de seguridad de 1.5 para el diseño de los anclajes.

$$Longitud \text{ Anclaje} = \frac{280 \text{ kN}}{\pi * 0.132 \text{ m} * \frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1.5}} = 20.25 \text{ m}$$

$$N_o \text{ de Anclajes} = \left( \frac{\text{Fuerza total anclajes}}{\text{Fuerza de cada anclaje}} \right) \quad (41)$$

$$N_o \text{ de Anclajes} = \frac{4448 \text{ Kn}}{280 \text{ Kn}} = 16 \text{ Anclajes}$$

Se tiene entonces 16 anclajes de 20.25 m de longitud de bulbo con un ángulo respecto a la horizontal de 30 grados. Con esta cantidad de anclajes, se procede a determinar el factor de seguridad que se tiene al deslizamiento, que de acuerdo con la AASHTO debe ser al menos de 1.5.

$$F.S = \frac{u * (F_v + W_{\text{concreto}}) + (F_{\text{anclaje}} * \cos 30)}{F_h}$$

$$F.S = \frac{0.3 * \left( 406.5 \text{ kN} + 28.8 \text{ m}^3 * 24 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) + (4480 \text{ kN} * \cos 30)}{2758.55 \text{ kN}}$$

$$F.S = 1.53$$

La longitud libre del anclaje debe seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la potencial o real superficie de falla. La longitud mínima entre el bulbo y la superficie del terreno es de 4.5 metros para cables y 3 metros para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de cargas de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes. (Rugules & Hernández Joya, 2012).

Finalmente se tiene que se requieren 16 anclajes de longitud total de 25 m (4.5 m de longitud libre y 20.25 m de longitud de bulbo).

La separación de los anclajes es la mínima recomendada por la Federal Highway Administration (FHWA), la cual es igual a 1.2 m.

Anclajes de torones de soporte y postensado en el muerto de concreto:



Para los cables de soporte y de postensado, se usara un anclaje Freyssinet Gama C tipo 22C15 de 22 Torones y 7C15 de 7 Torones respectivamente.

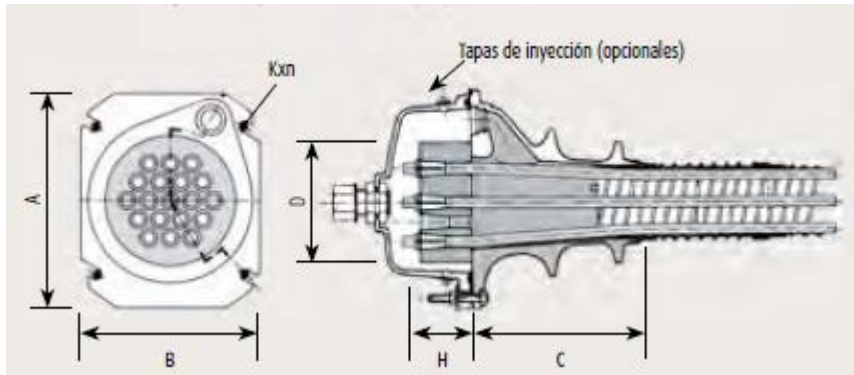


Ilustración 30. Anclaje Gama C. Fuente: (Freyssinet, 2013)

Tabla 25. Especificaciones anclajes gamma C. Fuente: (Freyssinet, 2013)

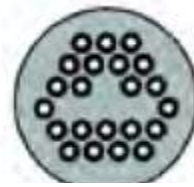
Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Para el anclaje de torones de soporte, el anclaje a usar es de las siguientes características:

A (mm)= 330

B (mm)=275

D (mm)= 220



22C15\*

**Ilustración 31. Bocina de anclaje de 22 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Para los torones de postensado, se tienen las siguientes especificaciones:

A (mm)= 180

B (mm)=150

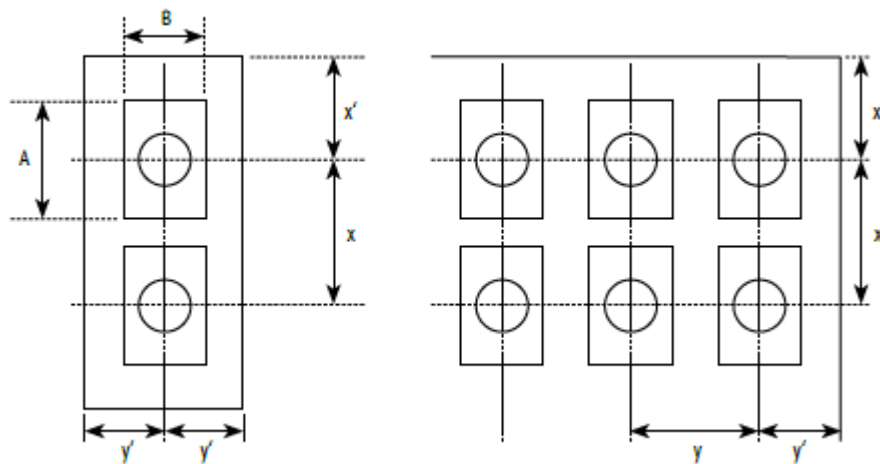
D (mm)= 110



7C15

**Ilustración 32. Bocina de anclaje de 7 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Separación:



**Ilustración 33. Recubrimiento y separaciones mínimas para anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

De acuerdo con las especificaciones dadas por Freyssinet, la separación de los anclajes debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$X \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$Y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$X \geq 0.85 \cdot (a)$$

$$Y \geq 0.85 \cdot (b)$$

$$x' \geq 0.5 \cdot (X) + 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0.5 \cdot (Y) + 10 \text{ (mm)}$$

Donde a y b se obtienen de la Tabla 26:

**Tabla 26. Factores a y b para determinar separación mínima entre anclajes. Fuente:** (Freyssinet, 2013)

Unidades	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

Para valores de  $f'c$  diferentes a los de la tabla se permite hallar los valores usando interpolación.

Para este caso, donde se va a utilizar un valor de  $f'c = 35$  MPa, se tienen los siguientes resultados:

$a = b = 483 \text{ mm} \rightarrow$  Para anclaje 22C15

$a = b = 285 \text{ mm} \rightarrow$  Para anclaje 7C15

Se tiene entonces las siguientes distancias mínimas de separación:

Para anclaje 22C15:

$X = 410 \text{ mm}$

$Y = 410 \text{ mm}$

$y' = 215 \text{ mm}$

$x' = 215 \text{ mm}$

Para anclaje 7C15:

$X = 242 \text{ mm}$

$Y = 242 \text{ mm}$

$y' = 131 \text{ mm}$

$x' = 131 \text{ mm}$

### 3.4.9 Modelación en el software SAP2000

El paso a paso del proceso para realizar el modelamiento del puente en el programa SAP2000, se explica en la sección anexos.

#### Resultados del modelo

**Tabla 27. Resultados de flechas, reacciones y esfuerzos.** Fuente: Elaboración propia.

<b>Etap</b>	<b>Reacción Horizontal (kN)</b>	<b>Reacción Vertical (kN)</b>	<b>Esfuerzo en losa prefabricada (MPa)</b>	<b>Flecha (m)</b>
1 (instalación Cables soporte)	73.42	10.62	0	1.808
2 (Colocación Losas de Concreto Prefabricado)	2291	335.74	0	1.831
3 (Colocación Cables de postensado y aplicación fuerza postensado)	2347.8	338	-6.4	1.786
4 (Aplicación carga Viva)	4821.84	697.6	-2.2	1.80

**Tabla 28. Resultados de reacciones.** Fuente: Elaboración propia.

<b>Etap</b>	<b>Reacción Horizontal Modelo SAP2000 (kN)</b>	<b>Reacción Horizontal Cálculo manual (kN)</b>	<b>% Error</b>
-------------	--	--	----------------

1 (Instalación cables soporte)	73.42	73.06	0.5%
2 (Colocación losas de Concreto Prefabricado)	1872.2	1854	0.98%
3 (Colocación cables de postensado y aplicación fuerza postensado)	1940.04	1885	2.92%
4 (Aplicación carga Viva)	4164.14	4009	3.87%

**Tabla 29. Resultados de esfuerzos.** Fuente: Elaboración propia.

<b>Etapas</b>	<b>Esfuerzos en losa prefabricada Modelo SAP2000 (MPa)</b>	<b>Esfuerzos en losa prefabricada cálculo Manual (MPa)</b>	<b>% Error</b>
1 (Instalación cables soporte)	0	0	
2 (Colocación losas de Concreto Prefabricado)	0	0	
3 (Colocación cables de postensado y aplicación fuerza postensado)	-5.66	-5.22	8.47%
4 (Aplicación carga Viva)	-1.98	-1.63	21.5%

### Modos de Vibración:

**Tabla 30. Modos de vibración de la estructura.** Fuente: Elaboración propia.

<b>Modo</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>Frecuencia (Hz)</b>
-------------	--------------------	------------------------

1	1.2	0.83
2	0.69	1.44
3	0.387	2.58
4	0.374	2.66

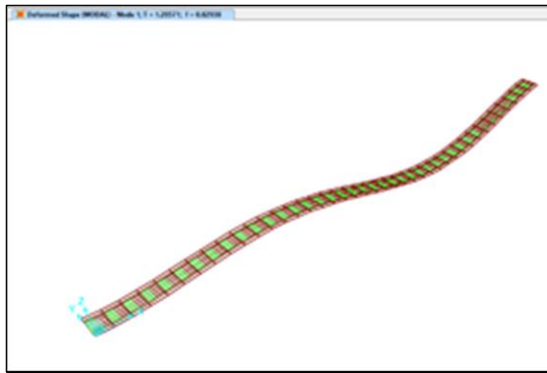


Ilustración 37. 1<sup>er</sup> modo de vibración.

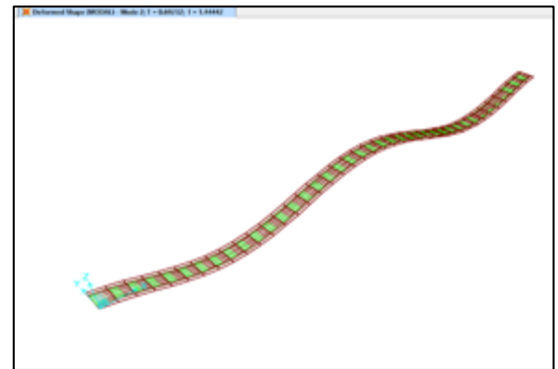


Ilustración 36. 2<sup>do</sup> modo de vibración.

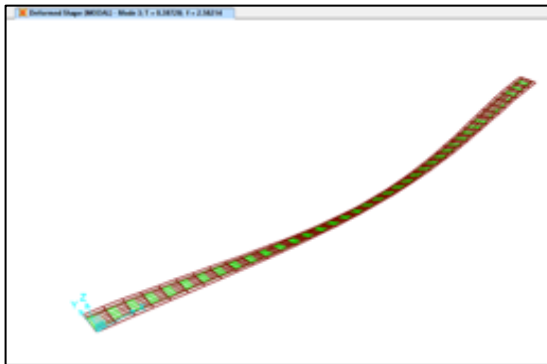


Ilustración 34. 3<sup>er</sup> modo de vibración.

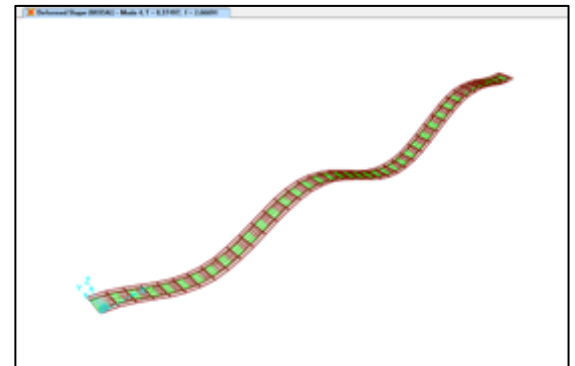
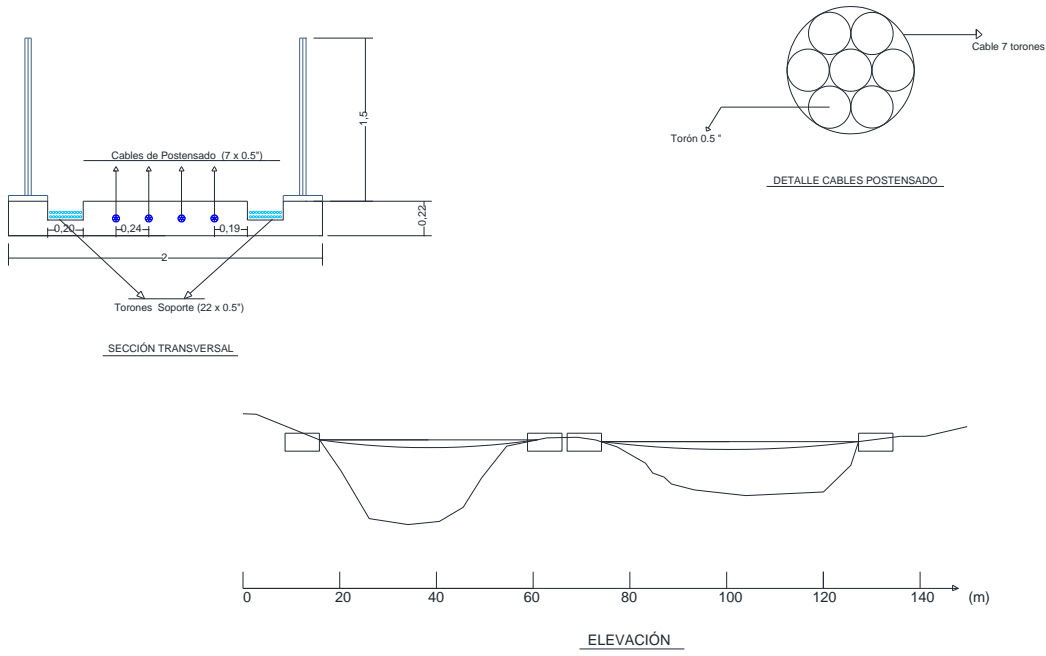


Ilustración 35. 4<sup>to</sup> modo de vibración.

3.4.10 Planos

La sección transversal de los elementos prefabricados tienen un espesor de 0.22 m, ancho total de 2 m y un largo de 0.3 m. La dimensión del largo es tan pequeña con el fin de que los elementos prefabricados no sean muy pesados y se puedan manejar con facilidad en la zona de trabajo, además para evitar el uso de maquinaria grande la cual es difícil ingresar en la zona.

Sección transversal y elevación puente

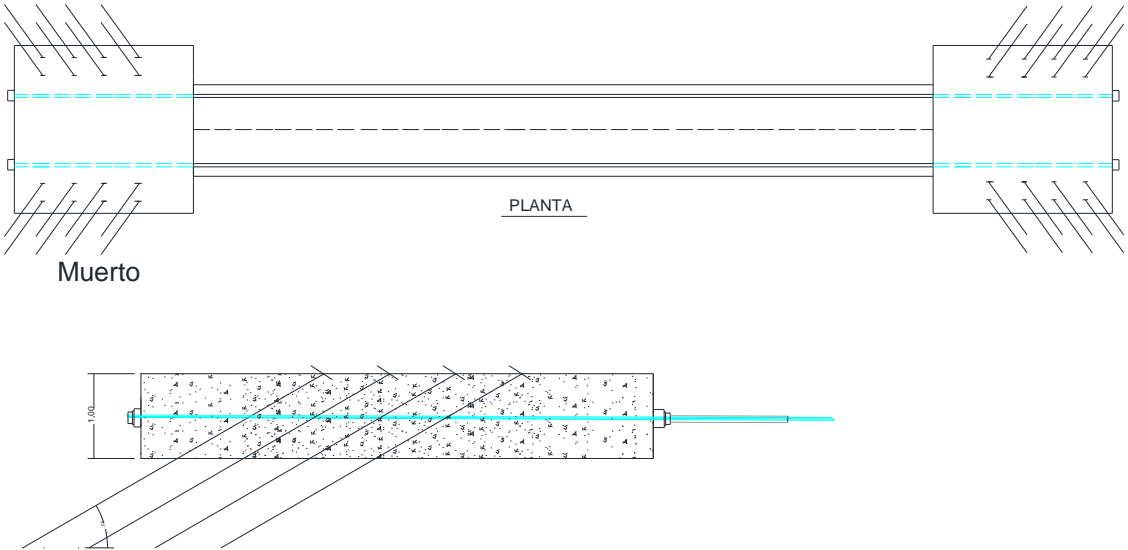


ELEVACIÓN Y SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE STRESS RIBBON

UNIVERSIDAD EIA



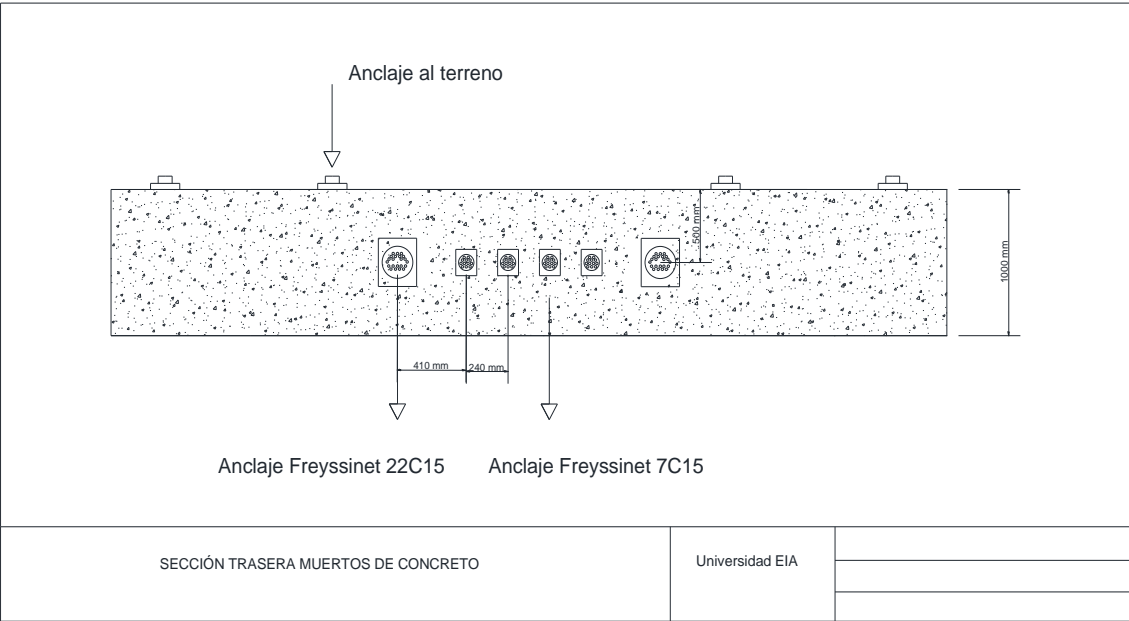
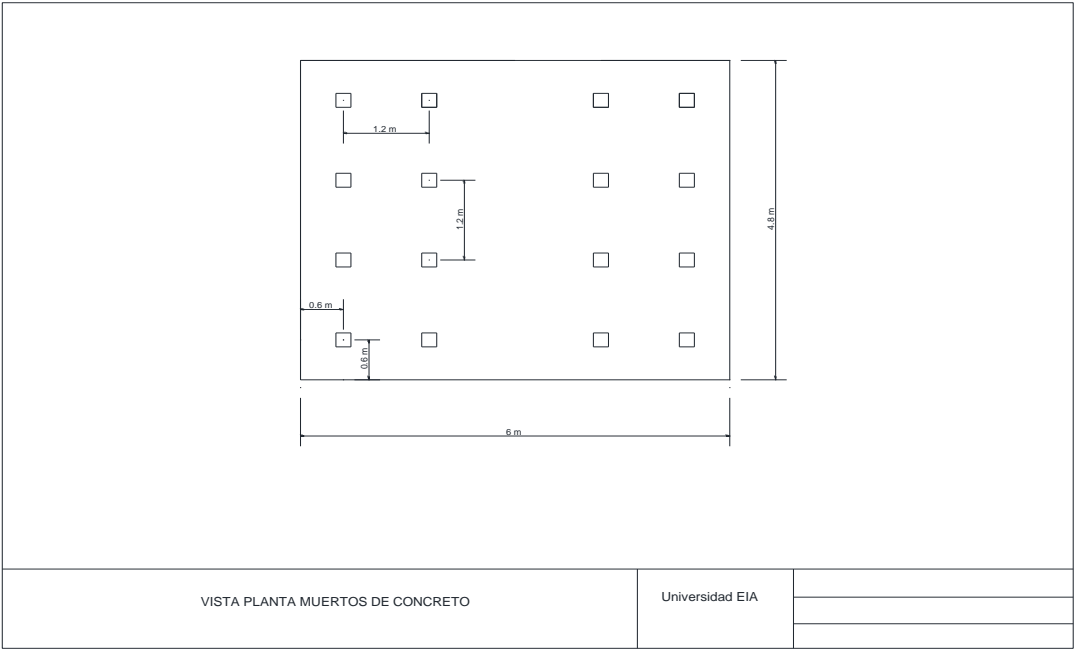
Vista en planta puente y vista lateral muertos de concreto:



VISTA PLANTA PUENTE, VISTA LATERAL MUERTO DE CONCRETO

UNIVERSIDAD EIA

Vista planta y vista trasera muertos de concreto:



### 3.5 Variación de las fuerzas en los elementos con respecto a la luz

Se hacen los cálculos de la fuerza horizontal, fuerza de postensado y fuerza en los anclajes con el procedimiento mostrado en las secciones anteriores, para luces de 30 m, 50 m, 80 m y 100 m con el objetivo de mirar cómo afecta el aumento de la luz en dichas fuerzas y a su vez en el volumen de concreto, cantidad de torones de soporte y cantidad de torones de postensado que están en función de dichas fuerzas.

**Nota:** es importante aclarar que para las siguientes comparaciones se conserva siempre la misma relación Flecha/Luz (1/30).

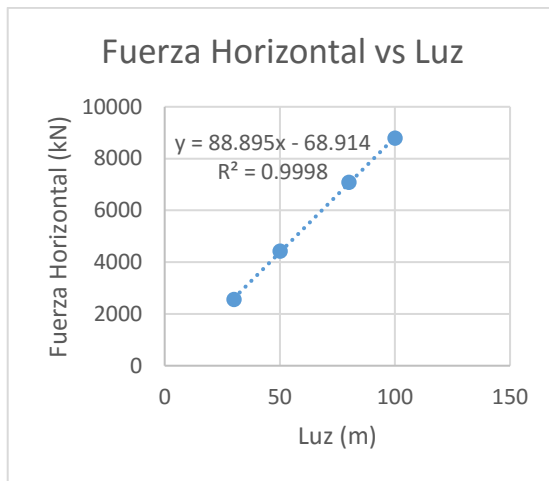
#### 3.5.1 Fuerza horizontal vs Luz

A continuación se muestran los valores de las fuerzas horizontales en los puntos de soporte del puente y la cantidad de torones de soporte que se requieren para luces de: 30, 50, 80 y 100 m.

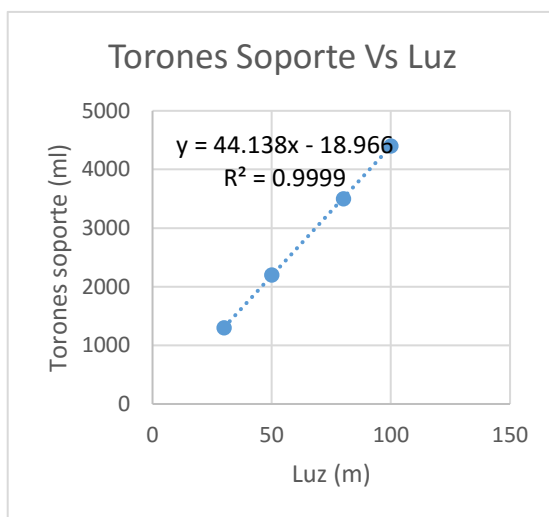
**Tabla 31. Variación en la cantidad de torones con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Luz (m)	Fuerza Horizontal (kN)	Relación Flecha/Luz	Cantidad Torones de Soporte (ml)
30	2560	1/30	1300
50	4416	1/30	2200
80	7075	1/30	3500
100	8786	1/30	4400

A partir de la anterior información, se hacen regresiones con el fin de estudiar como es el comportamiento de las variables Fuerza Horizontal y Cantidad de Torones a medida que se aumente la luz del puente. Dichas regresiones se muestran en la Ilustración 38 e Ilustración 39:



**Ilustración 38. Variación de la fuerza horizontal con la luz. Fuente:** Elaboración propia.



**Ilustración 39. Variación de los torones de soporte con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Como se puede observar en la ilustración 35, la relación entre la fuerza horizontal y la luz del puente es lineal. A medida que la luz se aumenta en 10 m, la fuerza horizontal se aumenta en 889 kN. En este caso, el comportamiento de la variable fuerza horizontal resulto ser lineal con el aumento de la luz porque siempre se conservó una misma relación flecha/luz, que para este caso es de 1/30. Si para cada luz se trabaja con relaciones flecha/luz diferentes, este comportamiento sería diferente.

De la Ilustración 39, se puede observar que por cada 10 metros que se aumente en la luz del puente, se aumentarán los cables de soporte en 440 m.

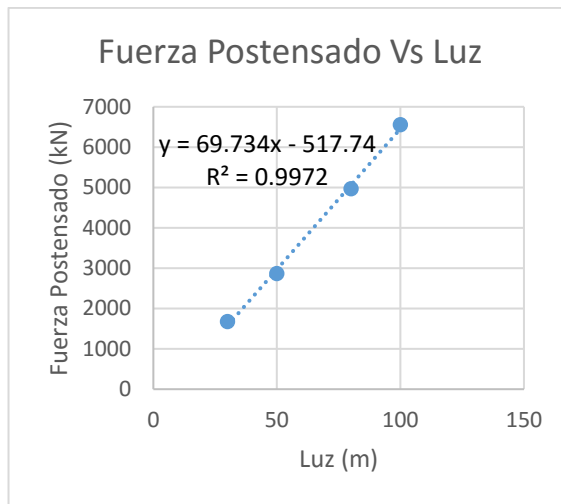
### 3.5.2 Fuerza Postensado Vs Luz

En la Tabla 32 se muestran los valores que toman las fuerzas de postensado que se deben aplicar en los elementos prefabricados que componen la superestructura del puente. Este análisis se hizo para las luces de: 30, 50, 80 y 100 m. También se muestra que cantidad de torones se requieren para aplicar dichas fuerzas de postensado.

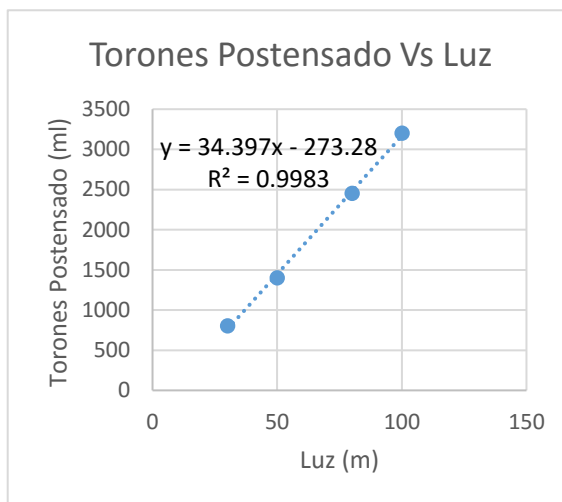
**Tabla 32. Variación de la cantidad de torones de postensado con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Luz (m)	Fuerza Postensado (kN)	Relación Flecha/Luz	Cantidad Torones Postensado (ml)
30	1676	1/30	800
50	2863	1/30	1400
80	4970	1/30	2450
100	6551	1/30	3200

A partir de la anterior información, se hacen regresiones con el fin de determinar cómo es el comportamiento de las variables Fuerza Postensado y Cantidad de Torones a medida que se aumenta la luz del puente.



**Ilustración 40. Variación de la fuerza de postensado con la luz. Fuente:** Elaboración propia.



**Ilustración 41. Variación de los torones de postensado con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Como se puede apreciar en las Ilustración 40 e Ilustración 41, la relación entre la fuerza de postensado y la luz del puente es lineal (con una relación de flecha/luz de 1/30), por lo que cada 10 metros que se aumente en la luz del puente, se aumentarían en 697 kN la fuerza de postensado. Se tiene que por cada 10 metros que se aumente en la luz del puente, se aumentaría en 344 m los torones de postensado.

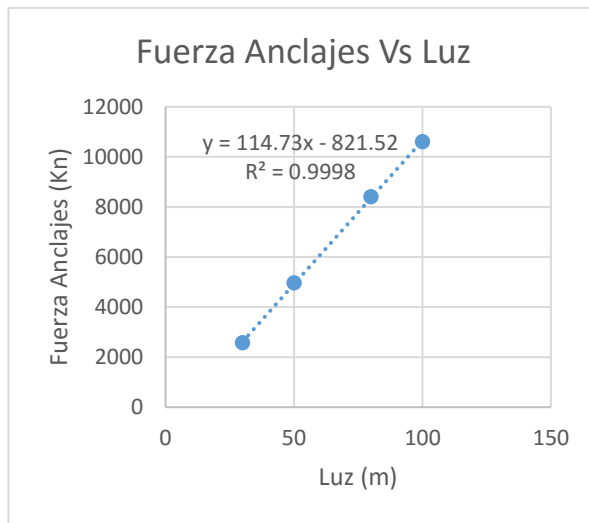
### 3.5.3 Fuerza Anclajes vs Luz

En la tabla Tabla 33, se muestran los valores que toman las fuerzas en los anclajes que se desprenden del muerto de concreto para las luces de: 30, 50, 80 y 100 m. También se muestran que cantidad de anclajes se requieren para resistir las reacciones horizontales y verticales en el muerto de concreto:

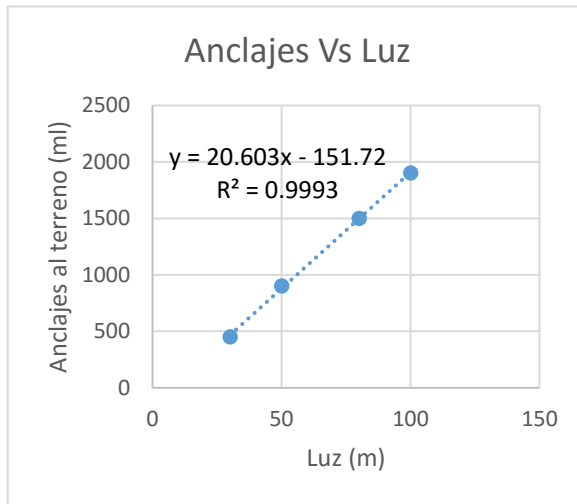
**Tabla 33. Variación en la cantidad de anclajes con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Luz (m)	Fuerza Anclajes (kN)	Relación Flecha/Luz	Cantidad Anclajes (ml)
30	2572	1/30	450
50	4966	1/30	900
80	8399	1/30	1500
100	10607	1/30	1900

De igual manera que con los cables de soporte, se hacen regresiones con el fin de determinar cómo es el comportamiento de la fuerza en los anclajes y cantidad de anclajes a medida que se aumenta la luz del puente. Dichos comportamientos se muestran a continuación:



**Ilustración 42. Variación en la fuerza de los anclajes con la luz. Fuente:** Elaboración propia.



**Ilustración 43. Variación en la cantidad de anclajes con la luz. Fuente:** Elaboración propia.

Como se observa, la relación entre la fuerza en los anclajes y la luz del puente también es lineal como es de esperarse. A medida que la luz se aumenta en 10 metros, la fuerza en los anclajes se aumenta en 1147 kN. Respecto a la cantidad de anclajes, por cada 10 metros que se aumente en la luz del puente, se aumentan los anclajes en 206 m.



### **3.6 Comparación concreto normal vs concreto aligerado**

Para la alternativa de muertos de concreto con anclajes, la cual fue la alternativa que se seleccionó, se intenta determinar cuánto es el ahorro que se tendría en fuerzas y por ende en cantidad de materiales si los elementos prefabricados que componen la superestructura del puente se construyen en concreto aligerado de alta resistencia. Para poder determinar dichos ahorros, será necesario primero hacer un comparativo de los ahorros que se tendría en cada uno de los siguientes aspectos:

- Anclajes
- Torones de soporte
- Torones de postensado

Dichos ahorros se analizarán para las siguientes luces:

- 30 m.
- 50 m.
- 80 m.
- 100 m.

#### **3.6.1 Luz de 30 metros**

Para un puente tipo Stress ribbon de 30 m de luz que se quisiera construir con elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia en su superestructura, se obtendría los siguientes ahorros.

**Tabla 34. Ahorros en puente tipo Stress ribbon de 30 m de luz con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Luz 30 m						
Prefabricados de Concreto Normal						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	2560	2572	225	1676	1250	800
Prefabricados de Concreto Aligerado						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	2323	2221.6	200	1664	1150	800
Ahorro						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	237	350.4	25	12	150	0

### 3.6.2 Luz de 50 metros

**Tabla 35. Ahorros que se tendrían en un puente Stress ribbon de 50 m de luz si se construyera con elementos de concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Luz 50 m						
Prefabricados de Concreto Normal						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	4416	4966	450	2863	2200	1400

Prefabricados de Concreto Aligerado						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	4009	4488	400	2824	2000	1400
Ahorros						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	407	478	50	39	200	0

### 3.6.3 Luz de 80 metros.

**Tabla 36. Ahorros que se obtendrían en un puente Stress ribbon de 80 m de luz si se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Luz 80 m						
Prefabricados de Concreto Normal						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	7075	8399	750	4970	3500	2450
Prefabricados de Concreto Aligerado						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	6423	7435	675	4942	3150	2450
Ahorro						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (0.5') (ml)
Concreto +Anclajes	652	964	75	28	350	0

### 3.6.4 Luz de 100 metros.

Por último, para una luz de 100 m, se tienen los siguientes ahorros:

**Tabla 37. Ahorros que se obtendría en un puente Stress ribbon de 100 m de luz si se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Luz 100 m						
Prefabricados de Concreto Normal						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (ml)
Concreto +Anclajes	8786	10607	950	6551	4400	3200
Prefabricados de Concreto Aligerado						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (ml)
Concreto +Anclajes	7979	9410	850	6512	4000	3200
Ahorro						
Alternativa	Fuerza Horizontal Cables Soporte (kN)	Fuerza Anclajes (kN)	Anclajes (ml)	Fuerza Postensado (kN)	Torones Soporte (0.5') (ml)	Torones Postensado (ml)
Concreto +Anclajes	807	1197	100	39	400	0

**Nota:** Los ahorros en la cantidad de anclajes mostrados de las anteriores equivalen a un solo apoyo, es decir el ahorro para todo el puente es el doble de este valor.

- Para la construcción bajo la alternativa de concreto +anclajes se presenta un ahorro en los anclajes de 25m, 50 m, 75 m y 100 m para las luces de 30 m, 50 m, 80 m y 100 m respectivamente.
- El concreto aligerado no mostro una disminución significativa en la cantidad de cables de postensado que se requieren en la superestructura del puente porque indiferente de la alternativa de construcción, los ahorros en este aspectos nunca llegaron a ser ni siquiera un torón de postensado.

### 3.6.5 Transporte de los Prefabricados de Concreto Aligerado

En esta sección se determinara cuanto es el ahorro en el transporte de los elementos prefabricados que componen la superestructura del puente, si se decide construir con elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia. Para determinar dicho ahorro, será necesario determinar cuánto es la disminución en peso que se tienen en los elementos prefabricados que constituyen el tablero del puente.

Si el puente se decide construir con elementos prefabricados de concreto de peso normal, el peso del tablero sería el siguiente:

$$W = A_1 * L * \gamma_{cn} \quad (42)$$

Dónde:

$A_1$  = Área de la sección transversal del elemento prefabricado

$L$  = Luz del puente

$\gamma_{cn}$  = Densidad del concreto de peso normal

Entonces,

$$W = 0.44 \, m^2 * 50 * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$W = 52.8 \, T$$

Si el puente se decide construir con elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia, el peso del tablero sería el siguiente:

$$W = A_1 * L * \gamma_{ca}$$

Dónde:

$A_1$  = Área de la sección transversal del elemento prefabricado

$L$  = Luz del puente

$\gamma_{ca}$  = Densidad del concreto aligerado de alta resistencia.

$$W = 0.44 \text{ m}^2 * 50 \text{ m} * 1.920 \frac{T}{\text{m}^3}$$

$$W = 42.24 \text{ T}$$

De lo anterior se puede concluir que si la superestructura del puente tipo Stress ribbon se construye con elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia, el peso del tablero del puente se disminuiría en 10.56 T. Esta disminución en peso representa el siguiente ahorro en el transporte de estos elementos prefabricados:

$$\text{Costo de Transporte} = D * \text{Precio de transporte} * W \quad (43)$$

Dónde:

$D$  = Distancia de viaje (Km)

$$\text{Precio de transporte} = \text{Precio del flete} \left( \frac{\$}{T - Km} \right)$$

$W$  = Peso del item a transportar (T).

La distancia desde Medellín a Tarso es aproximadamente de 60 Km y el precio del flete es de \$ 2500.

El costo de transportar los elementos prefabricados de concreto de peso normal es el siguiente:

$$\text{Costo de Transporte} = 60 \text{ Km} * 2500 \left( \frac{\$}{T - \text{Km}} \right) * 52.8 T = 7.920.000 \$$$

El costo de transportar los elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia es el siguiente:

$$\text{Costo de Transporte} = 60 \text{ Km} * 2500 \left( \frac{\$}{T - \text{Km}} \right) * 42.24 T = 6.336.000 \$$$

**Tabla 38. Ahorros en el transporte de los elementos prefabricados del puente. Fuente:** Elaboración propia.

<b>Alternativa</b>	<b>Peso de la superestructura (T)</b>	<b>Precio Flete (\$/T-Km)</b>	<b>Distancia (Km)</b>	<b>Costo del transporte (\$)</b>
Concreto de peso normal	52.8	\$2.500	60	7.920.000
Concreto Aligerado	42.24	\$2-500	60	6.336.000
<b>Ahorro</b>				1.584.000

Por concepto de transporte de los elementos prefabricados que constituyen el tablero del puente, se ahorraría \$1.584.000 si este se decidiera construir con elementos prefabricados de concreto aligerado de alta resistencia.

### 3.7 Comparación de costos de concreto aligerado vs concreto normal

En esta sección se determina cuánto es el ahorro en dinero que se tendría en los puentes tipo Stress ribbon en caso de que este se quisiera construir con elementos prefabricados de concreto aligerado. Para determinar este porcentaje de ahorro se analizan los incrementos o reducción que tendría el presupuesto del puente en los siguientes conceptos:

- Concreto de la superestructura.
- Concreto de los muertos.
- Cables de soporte del puente.
- Anclajes.

Para determinar la variación en el presupuesto del puente por los anteriores conceptos, se analizan luces de 30, 50, 80 y 100 m de luz con el fin de determinar si el uso de elementos prefabricados de concreto aligerado en el puente podrían representar un ahorro significativo con el incremento de la luz del puente.

A continuación se muestra como fue la variación en el precio de construcción del puente para cada uno de los conceptos anteriormente mencionados:

#### 3.7.1 Concreto de la superestructura

**Tabla 39. Costo adicional que se tendría en los elementos prefabricados de concreto aligerado.**

**Fuente:** Elaboración propia.

Concreto Prefabricados (m3)						
Luz	Concreto m3	Costo Concreto no Aligerado /m3	Costo Concreto Aligerado/m3	Costo Adicional/m3	Costo Adicional Total	%Costo adicional
30	24,12	\$1.000.000	\$1.150.000	\$150.000	\$3.618.000	15,00%
50	40,2	\$1.000.000	\$1.150.000	\$150.000	\$6.030.000	15,00%
80	64,32	\$1.000.000	\$1.150.000	\$150.000	\$9.648.000	15,00%
100	80,4	\$1.000.000	\$1.150.000	\$150.000	\$12.060.000	15,00%



De la Tabla 39, se puede concluir que por cada metro cubico de concreto aligerado que se emplee para la construcción del tablero del puente, se tendría un aumento de \$ 150.000 en el presupuesto final de este.

### 3.7.2 Concreto de muertos

Para este caso se determina cuanto es el ahorro que se tiene en las cantidades y precios de los muertos de concreto en diferentes luces para un puente tipo Stress ribbon que se construye con elementos prefabricados de concreto aligerado y un sistema de apoyo constituido por muertos de concreto (alternativa 1). Dichos ahorros se muestran a continuación:

**Tabla 40. Ahorro que se tendría en el concreto de los muertos si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Concreto Muertos (m3)						
Luz	No Aligerado	Aligerado	Costo/m3	Ahorro/m3	Ahorro Total	% Ahorro
30	1052,1	956,3	\$350.000	\$31.870	\$33.530.000	9,11%
50	1817,02	1651,4	\$350.000	\$31.902	\$57.967.000	9,11%
80	2911,5	2646	\$350.000	\$31.917	\$92.925.000	9,12%
100	3614,8	3284	\$350.000	\$32.029	\$115.780.000	9,15%

Como se puede apreciar, los ahorros que se tienen en las cantidades de concreto de los muertos de concreto del puente van desde 95.8 m3 para una luz de 30 m hasta 331 m3 para una luz de 100 m. Si el puente se decidiera construir con elementos prefabricados de concreto aligerado, se tendría un ahorro del 9 % en los costos de los muertos de concreto por concepto de materiales.

### 3.7.3 Cables de soporte

El ahorro que se tiene en las cantidades y precios de los cables de soporte si el puente se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado es el siguiente:

**Tabla 41. Ahorro que se tendría en los cables de soporte si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Cables Soporte (Metro Lineal)						
Luz	No Aligerado	Aligerado	Costo/ml	Ahorro (ml)	Ahorro Total	% Ahorro
30	1250	1150	\$15.000	100	\$3.000.000	8.00%
50	2200	2000	\$15.000	200	\$3.000.000	9,09%
80	3500	3150	\$15.000	350	\$5.250.000	10.00%
100	4400	4000	\$15.000	400	\$6.000.000	9,09%

De la información consignada en la Tabla 41, se puede decir que el ahorro en los costos directos (Incluyendo mano de obra y AIU) de los cables de soporte del puente son alrededor del 9% para puentes con luces de 30, 50, 80 y 100 m.

### 3.7.4 Anclajes

El ahorro que se tiene en las cantidades y precios de los anclajes del muerto de concreto si el puente se construyera con elementos prefabricados de concreto aligerado y sistema de apoyo con anclajes (alternativa 3) se muestran a continuación:

**Tabla 42. Ahorro que se tendría en los anclajes si el puente se construyera con concreto aligerado. Fuente:** Elaboración propia.

Anclajes						
Luz	No Aligerado	Aligerado	Costo/ml	Ahorro (ml)	Ahorro total \$	%Ahorro
30	450	400	\$153000	50	\$7.650.000	11.11%

50	900	800	\$153000	100	\$15.300.000	11.11%
80	1500	1350	\$153000	150	\$22.950.000	10.00%
100	1900	1700	\$153000	200	\$30.600.000	10.52%

Como se puede observar, al ahorro en la cantidad de anclajes que se requiere para la construcción del puente aumenta a medida que la luz del puente se incrementa. En promedio, se podría tener un ahorro del 11% en los costos directos de construcción del puente por concepto de construcción de los anclajes con luces comprendidas entre los 30 y 100 m.

## 3.8 Elaboración de Presupuesto y Cronograma

### 3.8.1 Presupuesto

Se elaboran los presupuestos referenciales del puente tipo stress ribbon con prefabricados de concreto normal, stress ribbon con elementos de concreto aligerado y puente tipo viga. Para sacar las cantidades del puente stress ribbon con prefabricados de concreto de peso normal, se procedió de tal forma como se hizo con el de concreto aligerado (como se mostró en la sección de cálculos), con el respectivo cambio en la densidad de 2400 Kg/ m<sup>3</sup> en vez de 1920 Kg/m<sup>3</sup>. Para las cantidades del puente tipo viga, se realizó un diseño basado en el Código Colombiano de Puentes (CCP-14), el cual se muestra en la sección de anexos.

#### Stress ribbon con prefabricados de concreto normal

Item	Unidad	Cantidad	Precio/Unidad	Precio Total
<b>1-Preliminares</b>				
Comisión Topográfica	día	4	\$340,000	\$1,360,000
Caseta provisional de obra y almacén	m2	50	\$130,000	\$6,500,000
Instalación Provisional de energía	GL	1	\$2,000,000	\$2,000,000
Alquiler Unidad Sanitaria	mes	4	\$350,000	\$1,400,000
<b>2-Excavaciones y rellenos</b>				
Excavación Manual (Muertos)	m3	72	\$28,500	\$2,052,000
Botada material sobrante con paleros	m3	93.6	\$33,670	\$3,151,512
<b>3-Fundaciones</b>				
Perforación Anclajes al Terreno con concreto inyectado	ML	900	\$115,000	\$103,500,000
Torones Anclajes (0.6")	ML	1800	\$6,400	\$11,520,000
Tensionamiento Torones Anclaje	Ton-m	25200	\$900	\$22,680,000
<b>4-Estructura</b>				
Concreto f'c= 28 Mpa (Concreto Muertos)	m3	72	\$588,400	\$42,364,800
Concreto f'c= 35 Mpa (Concreto Juntas)	m3	3	\$850,000	\$2,550,000
Acero	Kg	1200	\$2,400	\$2,880,000
Prefabricados de Concreto f'c= 35 Mpa	m3	22.00	\$1,000,000	\$22,000,000

Torones de Soporte 0.5"	MI	2200	\$5,200	\$11,440,000
Torones Postensado Losa 0.5" (incluye tensionamiento)	MI	1400	\$10,000	\$14,000,000
Instalación Cables de Soporte	ton-m	4400	\$156	\$686,400
<b>5-Otros</b>				
Barandas	kg	1400	4100	\$5,740,000

<b>Total</b>				\$255,824,71
--------------	--	--	--	--------------

#### Stress ribbon con elementos de concreto aligerado

Item	Unidad	Cantidad	Precio/Unidad	Precio Total
<b>1-Preliminares</b>				
Comisión Topográfica	dia	4	\$340,000	\$1,360,000
Caseta provisional de obra y almacén	m2	50	\$130,000	\$6,500,000
Instalación Provisional de energía	GL	1	\$2,000,000	\$2,000,000
Alquiler Unidad Sanitaria	mes	4	\$350,000	\$1,400,000
<b>2-Excavaciones y rellenos</b>				
Excavación Manual (Muertos)	m3	57.6	\$28,500	\$1,641,600
Botada material sobrante con paleros	m3	74.88	\$33,670	\$2,521,210
<b>3-Fundaciones</b>				
Perforación Anclajes al Terreno con concreto inyectado	ML	800	\$115,000	\$92,000,000
Torones Anclajes (0.6")	ML	1600	\$6,400	\$10,240,000
Tensionamiento Torones Anclaje	Ton-m	22400	\$900	\$20,160,000
<b>4-Estructura</b>				
Concreto f'c= 28 Mpa (Concreto Muertos)	m3	57.6	\$588,400	\$33,891,840
Concreto f'c= 35 Mpa (Concreto Juntas)	m3	3	\$850,000	\$2,550,000
Acero	Kg	980	\$2,400	\$2,352,000
Prefabricados de Concreto f'c= 35 Mpa	m3	22	\$1,150,000	\$25,300,000
Torones de Soporte 0.5"	MI	2000	\$5,200	\$10,400,000
Torones postensado losa 0.5" (incluye tensionamiento)	MI	1400	\$10,000	\$14,000,000
Instalación Cables de Soporte	ton-m	4400	\$156	\$686,400

<b>5-Otros</b>				
Barandas	Kg	1400	\$4,100	\$5,740,000

**Total** \$232,743,05

### Puente tipo Viga

Item	Unidad	Cantidad	Precio/Unidad	Precio Total
<b>1-Preliminares</b>				
Comisión Topográfica	dia	4	\$340,000	\$1,360,000
Caseta provisional de obra y almacén	m2	50	\$130,000	\$6,500,000
Instalación Provisional de energía	GL	1	\$2,000,000	\$2,000,000
Alquiler Unidad Sanitaria	mes	4	\$350,000	\$1,400,000
<b>2-Excavaciones y rellenos</b>				
Excavación Manual Pilas Diametro = 2 m	m3	69	\$180,000	\$12,420,000
Botada material sobrante con paleros	m3	89.7	\$33,670	\$3,020,199
<b>3-Fundaciones</b>				
Concreto Pilas f'c 28 Mpa	m3	69	\$588,000	\$40,572,000
Acero Refuerzo Pilas Fy =420 Mpa	Kg	7840	\$2,400	\$18,816,000
Concreto Dado f'c 28 Mpa	m3	12.8	\$588,000	\$7,526,400
Acero Refuerzo Dado f'c 28 Mpa	Kg	500	\$2,400	\$1,200,000
<b>4-Estructura</b>				
Concreto f'c= 35 Mpa Vigas Longitudinales	m3	48	\$1,050,000	\$50,400,000
Concreto f'c= 28 Mpa Tablero	m3	20	\$588,400	\$11,768,000
Acero Refuerzo tablero Fy=420 Mpa	Kg	2048	\$2,400	\$4,915,200
Torones Postensado 0.6 "	ml	1050.00	\$8,200	\$8,610,000
Tensionamiento Torones Pretensado	ton-m	21840	\$900	\$19,656,000
Apoyo Elastomerico (neopreno 4")	Un	4	\$570,000	\$2,280,000
Concreto Vigas de Amarre f'c = 28 Mpa	m3	2.4	\$588,400	\$1,412,160
Armado obra falsa Vigas Longitudinales y tablero	m2	750	\$47,700	\$35,775,000
Formaleteria vigas longitudinales y tablero	m2	100	\$30,300	\$3,030,000
<b>5-Otros</b>				
Barandas	Kg	1400	\$4,100	\$5,740,000

---

**Total**

\$238,400,95

Como se puede apreciar, la alternativa stress ribbon de concreto aligerado es la de menor costo con una diferencia respecto al puente tipo viga de \$5.657.900 y de \$ 17.423.762 respecto al stress ribbon de concreto normal.

### 3.8.2 Cronograma

#### Stress ribbon con concreto normal

Actividad	# Actividad	Relación	Duración
Instalación Campamento	1	Inicio	4
Instalación servicios de agua y energía	2	1FC	3
Localización y Replanteo	3	2FC	4
Desmante y limpieza	4	3FC-2	2
Excavación Muertos	5	4FC	4
Perforación Anclajes al Terreno	6	4FC-3	8
Nivelación y compactación base muerto	7	6FC-1	2
Vaciado Solado Concreto pobre base muerto	8	7CC	2
Formaleta Muerto	9	8FC	4
Instalación torones de anclajes al terreno	10	9FC-2	4
Armado refuerzo acero muerto con instalación de ductos de cables de postensado	11	10FC	8
Instalación Cables de soporte	12	11FC	5
Vaciado Muertos	13	12FC	6
Postensado anclajes al terreno primera etapa	14	13FC+7	4
Instalación Prefabricados de Concreto	15	14FC	9
Postensado anclajes al terreno segunda etapa	16	15FC	4
Instalación Cables de Postensado	17	16FC	4
Vaciado juntas en elementos prefabricados	18	17FC	1
Tensionamiento Cables de postensado	19	18FC+7	2
Instalación Barandas	20	19FC	5
		Fin	
<b>Duración Total Días</b>			<b>87</b>

### Stress ribbon con concreto aligerado

Actividad	#Actividad	Relación	Duración
Instalación Campamento	1	Inicio	4
Instalación servicios de agua y energía	2	1FC	3
Localización y Replanteo	3	2FC	4
Desmonte y limpieza	4	3FC-2	2
Excavación Muertos	5	4FC	4
Perforación Anclajes al Terreno	6	4FC-3	7
Nivelación y compactación base muerto	7	6FC-1	2
Vaciado Solado Concreto pobre base muerto	8	7CC	2
Formaleta Muerto	9	8FC	4
Instalación torones de anclajes al terreno	10	9FC-2	3
Armado refuerzo acero muerto con instalación de ductos de cables de postensado	11	10FC	8
Instalación Cables de soporte	12	11FC	5
Vaciado Muertos	13	12FC	6
Postensado anclajes al terreno primera etapa	14	13FC+7	4
Instalación Prefabricados de Concreto	15	14FC	7
Postensado anclajes al terreno segunda etapa	16	15FC	4
Instalación Cables de Postensado	17	16FC	4
Vaciado juntas en elementos prefabricados	18	17FC	1
Tensionamiento Cables de postensado	19	18FC+7	2
Instalación Barandas	20	19FC	5
		Fin	
<b>Duración Total Días</b>			<b>76</b>



## Tipo viga

Actividad	#Actividad	Relación	Duración
Instalación Campamento	1	Inicio	4
Instalación servicios de agua y energía	2	1FC	3
Localización y Replanteo	3	2FC	4
Desmonte y limpieza	4	3FC-2	2
Excavación Pilas	5	4FC	9
Botada material sobrante excavación	6	5FC-3	2
Armado acero refuerzo pilas	7	6FC-1	7
Vaciado Pilas	8	7FC -1	2
Armado refuerzo dado y formaleta	9	8FC-2	2
Vaciado Dado	10	9FC-2	2
Instalación apoyos elastomericos	11	10FC	1
Armado formaleta para construcción de vigas	12	11FC	20
Armado Refuerzo de vigas	13	12FC	5
Concreto vigas	14	13FC	2
Armado obra falsa para vaciado de tablero	15	14FC	12
Armado refuerzo de tablero	16	15FC	2
Concreto tablero	17	16FC	8
Tensionamiento de las vigas	18	17FC + 7	15
Armado formaleta vigas de amarre	19	18FC	2
Armado refuerzo vigas de amarre	20	19FC	2
Concreto Vigas de amarre	21	20FC	1
Instalación barandas	22	21FC	5
		Fin	
<b>Duración total días</b>			<b>108</b>

## 4. CONCLUSIONES

Los puentes tipo Stress ribbon son técnicamente viables en las zonas rurales de Colombia para luces entre 30 y 100 m, debido a que se ajustan a las condiciones características de estas.

Los puentes tipo Stress ribbon con elementos de concreto aligerado son económicamente viables ya que presentan ahorros en costos de 2.4 % respecto a alternativas convencionales usadas en estas zonas.

Este tipo de puentes debido a sus características permite una construcción rápida y práctica, que requiere de mano de obra reducida y no requiere uso de maquinaria grande ni compleja alcanzando ahorros en tiempo hasta de un 30% frente a otras alternativas convencionales.

El uso de anclajes al terreno en este tipo de puente no es una opción sino una necesidad debido a que las fuerzas horizontales son de gran magnitud y sin el uso de estos, se requieren bloques de concreto de dimensiones muy grandes lo cual no se puede en la mayoría de los casos por el espacio requerido y la complejidad de construcción de estos.

Los elementos que más influyen en el costo en este tipo de puentes son los anclajes al terreno (alrededor del 50 % de su presupuesto), por lo tanto se debe hacer un estudio de suelos lo más preciso posible ya que cualquier variación en este tipo de parámetros por pequeño que sea puede ser crucial para determinar su viabilidad.

Para determinar la reducción de costos con el uso de elementos de concreto aligerado se debe hacer una comparación en cuanto a presupuesto global ya que en concepto de costos directos puede ser más costoso el uso de estos pero en el costo total estos generan ahorros.

El incremento de las fuerzas horizontales en este tipo de puente y la cantidad de material (concreto, anclajes, cables soporte y cables postensado) tienen una relación lineal con el incremento de la luz para una misma relación de flecha/luz.

El uso de concreto aligerado en este tipo de puentes puede lograr ahorros hasta en un 9% del costo total.

El uso de concreto aligerado permite que los elementos puedan ser más fácil de manipular por el personal de construcción debido a la reducción en el peso entre un 20 y 25%. Esta reducción también ayuda a reducir costos por concepto de transporte en un 20%.

Finalmente se concluye que Los puentes tipo stress ribbon son competitivos frente a las tipologías comúnmente usadas ya que por una parte, su estructura principal a base de cables le permite salvar grandes luces lo hace que no se requieran apoyos intermedios, por otra parte el sistema de tablero conformado por pequeños segmentos prefabricados hace que el manejo y el acceso a zonas donde la topografía es difícil se pueda lograr y además gracias a su sistema constructivo simple hace que se puedan lograr puentes de este tipo en tiempos cortos, por lo tanto se adapta perfectamente a las dificultades más comunes presentadas en las zonas rurales.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

Gao, J., Sun , W., & Morino , K. (1997). *Mechanical Properties of Steel Fiber-reinforced, High-Strength, Lightweight-Concrete*. Retrieved 1 de Julio de 2015 from Cement and Concrete Composites: [http://ac.els-cdn.com/etechconricyt.idm.oclc.org/S0958946597000231/1-s2.0-S0958946597000231-main.pdf?\\_tid=f2f587b0-20aa-11e5-97a4-00000aab0f6b&acdnat=1435835609\\_8bd6e125deef2dd0d5962edb29f0712a](http://ac.els-cdn.com/etechconricyt.idm.oclc.org/S0958946597000231/1-s2.0-S0958946597000231-main.pdf?_tid=f2f587b0-20aa-11e5-97a4-00000aab0f6b&acdnat=1435835609_8bd6e125deef2dd0d5962edb29f0712a)

Song, P. S., & Hwang, S. (2004). Mechanical Properties of hight-strenght steel fiber-reinforced concrete. *18*, 669-673.

Pineda, D. R. (Enero de 2010). Concreto Liviano Estructural con Arcilla Expandida Termicamente Extraída de Canteras Localizadas en el Sur de la Sabana de Bogota. 218. Bogota, Cundinamarca, Colombia.

Harmon, K. (April de 2010). Engineering Properties Of Structural Lightweight Concrete. Raleigh, Carolina del norte, United States.

Zhang, M. H., Liu, X., & Chia, K. S. (2011). *Hight Strenght High Performance Lightweight Concrete - A Review*. Retrieved 1 de Julio de 2015 from 9th International Symposium on Hight Performance Concrete: <http://eprints.qut.edu.au/60656/1/60656A.pdf>

Dunbeck, J. (Mayo de 2009). Evaluation of High Strenght Lightweight Concrete Precast, Prestressed Bridge Girders. Atlanta, Georgia, U.S.A.

Castrodale, R., & Harmon, K. (2 de January de 2010). Specifying High Strength Lightweight Concrete for Bridges. Raleigh, Carolina del Norte, United States.

Manterola, J. (junio de 2006). Puentes Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construcción. Madrid, España.

González, J. (2005). Construcción de Viaductos de Dovelas Prefabricadas. Servicios Técnicos apoyo a Obra FCC, Construcción S.A. San Sebastián.

Umaña, C. (2010). Bambú Guadua, en puentes peatonales. *Tecnología en Marcha* , 23 (1), 29-38.

Sánchez Gutiérrez , E. (2008). *Luis Guillermo Vasco Uribe*. Retrieved 7 de 10 de 2015 from La comunidad indígena "chami" de pueblo rico y mistrató. Proyecto de delimitación de un área de reserva: <http://www.luguiva.net/documentos/detalle.aspx?id=72&d=6>

Soley Salamero, G. (2012). *Puentes de Fortuna*. Tesis, Universidad Politécnica de Catalunya, Escuela de técnicas superiores de ingeniería.

Stráský, J. (2006). *Stress Ribbon and Cable Suported Pedestrian Bridges*. Brno, República Checa.

Tzavelis, C. (2010). *Effects of Prestressing on the structural behaviour of stress-ribbon bridges and design of Popolopen Creek foothbridge as a stress-ribbon bridge*. Retrieved 29 de Junio de 2015 from ProQuest Disertations & Theses Global: <http://search.proquest.com.etchconricyt.idm.oclc.org/pqdtglobal/docview/520111999?pq-origsite=summon&http://search.proquest.com/pqdtglobal>

Mutsuyoshi, H., & Duc Hai, N. (2010). *Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan*. Retrieved 29 de Junio de 2015 from IABSE: <http://www.iabse-bd.org/old/43.pdf>

Sísmica, A. C. (2012). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LFRD - CCP14*. Bogotá, Cundinamarca, Colombia.

Vasquez, L. G. *Diseño de estructuras de cimentación de acuerdo a NSR - 10*. Medellín: Oficina de Comunicaciones - Facultad de Minas.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Citas y notas de pie de página NTC 147*. Bogotá: ICONTEC.

Tamayo, M. T. (1999). *Serie: Aprender a investigar módulo 5: el proyecto de investigación*. Bogotá: ICFES.

lafrancesco, G. (2003). *La investigación es educación y pedagogía*. Bogotá: Magisterio.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Documentación. Referencias bibliográficas para libros, folletos e informes. NTC 1160 segunda actualización*. Bogotá: ICONTEC.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Documentación. Referencias bibliográficas para publicaciones seriadas. NTC 1308 segunda actualización*. Bogotá: ICOTEC.

Universidad iberoamericana. (n.d.). *Biblioteca Francisco Javier Clavijero*. Retrieved 4 de Febrero de 2008 from ¿Cómo cito la información que encontré en internet?: [http://redescolar.ilce.edu.mx/redescolar/biblioteca/articulos/pdf/refer\\_internet.pdf](http://redescolar.ilce.edu.mx/redescolar/biblioteca/articulos/pdf/refer_internet.pdf)

Tanaka, T., Yoshimura, T., Gimsing, N. J., Mizuta, Y., Kang, W. H., Sudo, M., et al. (2002). *A study of improving the design of hybrid stress-ribbon bridges and their aerodynamic stability*. Retrieved 29 de Junio de 2015 from Journal of Wind Engineering: [http://ac.els-cdn.com.etchconricyt.idm.oclc.org/S0167610502003161/1-s2.0-S0167610502003161-main.pdf?\\_tid=96862956-1f6c-11e5-9a1c-00000aab0f02&acdnat=1435698874\\_42ec89a4197ca4303ae7e859c5dd4003](http://ac.els-cdn.com.etchconricyt.idm.oclc.org/S0167610502003161/1-s2.0-S0167610502003161-main.pdf?_tid=96862956-1f6c-11e5-9a1c-00000aab0f02&acdnat=1435698874_42ec89a4197ca4303ae7e859c5dd4003)

Strasky, J., Terzijski, I., & Necas, R. (2008). *Bridges utilizing high strenght concrete*. Retrieved 29 de Junio de 2015 from Tailor Made Concrete Structures: <http://www.abece.com.br/web/restrito/restrito/pdf/ch071.pdf>

Salamak, M., & Markocki, B. (2012). *Durability of stress ribbon bridge checked during load test*. Retrieved 29 de Junio de 2015 from Durability of Concrete Structures: [http://www.researchgate.net/publication/256472324\\_Durability\\_of\\_stress\\_ribbon\\_bridge\\_checked\\_during\\_load\\_test](http://www.researchgate.net/publication/256472324_Durability_of_stress_ribbon_bridge_checked_during_load_test)

Sajedi, F., & Shafigh, P. (2012). Hight-Strenght Lightweight Concrete Using Leca, Silica Fume and Limestone. *Arab Journal of Civil Engineering* (37), 1885-1893.

Moreno, D., Zunino, F., Paul, Á., & López, M. (2014). High Strenght Lightweight Concrete (HSLC): challenges from moving from the laboratory to the field. (R. B. Information, Ed.) *Constructions and Building Materials* , 56, 44-60.

Yaogang, T., Shuaifeng, S., Kan, J., & Shuguang, H. (2015). Mechanical and dynamic properties of high strength concrete modified with lightweight aggregates presaturated polymer emulsion. *Construction and Bulding Materials* , Article in Press, 1-6.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Peru. (Julio de 2003). Manual de Diseño de Puente . 287. Lima, Peru.

Freyssinet. (2013). Anclajes al Terreno. Madrid, España.

Gao, J., Sun , W., & Morino , K. (1997). *Mechanical Properties of Steel Fiber-reinforced, High-Strenght, Lightweight-Concrete*. Retrieved Julio 1, 2015, from Cement and Concrete Composites: [http://ac.els-cdn.com.etechnicryt.idm.oclc.org/S0958946597000231/1-s2.0-S0958946597000231-main.pdf?\\_tid=f2f587b0-20aa-11e5-97a4-00000aab0f6b&acdnat=1435835609\\_8bd6e125deef2dd0d5962edb29f0712a](http://ac.els-cdn.com.etechnicryt.idm.oclc.org/S0958946597000231/1-s2.0-S0958946597000231-main.pdf?_tid=f2f587b0-20aa-11e5-97a4-00000aab0f6b&acdnat=1435835609_8bd6e125deef2dd0d5962edb29f0712a)

Song, P. S., & Hwang, S. (2004). Mechanical Properties of hight-strenght steel fiber-reinforced concrete. 18, 669-673.

Pineda, D. R. (2010, Enero). Concreto Liviano Estructural con Arcilla Expandida Termicamente Extraída de Canteras Localizadas en el Sur de la Sabana de Bogota. 218. Bogota, Cundinamarca, Colombia.

Harmon, K. (2010, April). Engineering Properties Of Structural Lightweight Concrete. Raleigh, Carolina del norte, United States.

Zhang, M. H., Liu, X., & Chia, K. S. (2011). *Hight Strenght High Performance Lightweight Concrete - A Review*. Retrieved Julio 1, 2015, from 9th International Symposium on Hight Performance Concrete: <http://eprints.qut.edu.au/60656/1/60656A.pdf>

Dunbeck, J. (2009, Mayo). Evaluation of High Strenght Lightweight Concrete Precast, Prestressed Bridge Girders. Atlanta, Georgia, U.S.A.

Castrodale, R., & Harmon, K. (2010, January 2). Specifying High Strength Lightweight Concrete for Bridges. Raleigh, Carolina del Norte, United States.

Manterola, J. (2006, junio). Puentes Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construcción. Madrid, España.

González, J. (2005). Construcción de Viaductos de Dovelas Prefabricadas. Servicios Técnicos apoyo a Obra FCC, Construcción S.A. San Sebastián.

Umaña, C. (2010). Bambú Guadua, en puentes peatonales. *Tecnología en Marcha* , 23 (1), 29-38.

Sánchez Gutiérrez , E. (2008). *Luis Guillermo Vasco Uribe*. Retrieved 10 7, 2015, from La comunidad indígena "chami" de pueblo rico y mistrató. Proyecto de delimitación de un área de reserva: <http://www.luguiva.net/documentos/detalle.aspx?id=72&d=6>

Soley Salamero, G. (2012). *Puentes de Fortuna*. Tesis, Universidad Politécnica de Catalunya, Escuela de técnicas superiores de ingeniería.

Stráský, J. (2006). *Stress Ribbon and Cable Suported Pedestrian Bridges*. Brno, República Checa.

Tzavelis, C. (2010). *Effects of Prestressing on the structural behaviour of stress-ribbon bridges and design of Popolopen Creek foothbridge as a stress-ribbon bridge*. Retrieved Junio 29, 2015, from ProQuest Disertations & Theses Global: <http://search.proquest.com.etchconricyt.idm.oclc.org/pqdtglobal/docview/520111999?pq-origsite=summon&http://search.proquest.com/pqdtglobal>

Mutsuyoshi, H., & Duc Hai, N. (2010). *Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan*. Retrieved Junio 29, 2015, from IABSE: <http://www.iabse-bd.org/old/43.pdf>

Sísmica, A. C. (2012). Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LFRD - CCP14. Bogotá, Cundinamarca, Colombia.

Vasquez, L. G. *Diseño de estructuras de cimentación de acuerdo a NSR - 10*. Medellín: Oficina de Comunicaciones - Facultad de Minas.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Citas y notas de pie de página NTC 147*. Bogotá: ICONTEC.

Tamayo, M. T. (1999). *Serie: Aprender a investigar módulo 5: el proyecto de investigación*. Bogotá: ICFES.

lafrancesco, G. (2003). *La investigación es educación y pedagogía*. Bogotá: Magisterio.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Documentación. Referencias bibliográficas para libros, folletos e informes. NTC 1160 segunda actualización*. Bogotá: ICONTEC.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2000). *Documentación. Referencias bibliográficas para publicaciones seriadas. NTC 1308 segunda actualización*. Bogotá: ICOTEC.

Universidad iberoamericana. (n.d.). *Biblioteca Francisco Javier Clavijero*. Retrieved Febrero 4, 2008, from ¿Cómo cito la información que encontré en internet?: [http://redescolar.ilce.edu.mx/redescolar/biblioteca/articulos/pdf/refer\\_internet.pdf](http://redescolar.ilce.edu.mx/redescolar/biblioteca/articulos/pdf/refer_internet.pdf)

Tanaka, T., Yoshimura, T., Gimsing, N. J., Mizuta, Y., Kang, W. H., Sudo, M., et al. (2002). *A study of improving the design of hybrid stress-ribbon bridges and their aerodynamic stability*. Retrieved Junio 29, 2015, from Journal of Wind Engineering: [http://ac.els-cdn.com/etechconricyt.idm.oclc.org/S0167610502003161/1-s2.0-S0167610502003161-main.pdf?\\_tid=96862956-1f6c-11e5-9a1c-00000aab0f02&acdnat=1435698874\\_42ec89a4197ca4303ae7e859c5dd4003](http://ac.els-cdn.com/etechconricyt.idm.oclc.org/S0167610502003161/1-s2.0-S0167610502003161-main.pdf?_tid=96862956-1f6c-11e5-9a1c-00000aab0f02&acdnat=1435698874_42ec89a4197ca4303ae7e859c5dd4003)

Strasky, J., Terzijski, I., & Necas, R. (2008). *Bridges utilizing high strenght concrete*. Retrieved Junio 29, 2015, from Tailor Made Concrete Structures: <http://www.abece.com.br/web/restrito/restrito/pdf/ch071.pdf>

Salamak, M., & Markocki, B. (2012). *Durability of stress ribbon bridge checked during load test*. Retrieved Junio 29, 2015, from Durability of Concrete Structures: [http://www.researchgate.net/publication/256472324\\_Durability\\_of\\_stress\\_ribbon\\_bridge\\_checked\\_during\\_load\\_test](http://www.researchgate.net/publication/256472324_Durability_of_stress_ribbon_bridge_checked_during_load_test)

Sajedi, F., & Shafigh, P. (2012). Hight-Strenght Lightweight Concrete Using Leca, Silica Fume and Limestome. *Arab Journal of Civil Engineering* (37), 1885-1893.

Moreno, D., Zunino, F., Paul, Á., & López, M. (2014). High Strenght Lightweight Concrete (HSLC): challenges from moving from the laboratory to the field. (R. B. Information, Ed.) *Constructions and Building Materials* , 56, 44-60.

Yaogang, T., Shuaifeng, S., Kan, J., & Shuguang, H. (2015). Mechanical and dynamic properties of high strength concrete modified with lightweight aggregates presaturated polymer emulsion. *Construction and Bulding Materials* , Article in Press, 1-6.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Peru. (2003, Julio). Manual de Diseño de Puente . 287. Lima, Peru.

Freyssinet. (2013). Anclajes al Terreno. Madrid, España.

Asocreto. 2010. *Concreto Preesforzado: Diseño Y Construcción*.

CARRETERAS., DIRECCIÓN GENERAL DE. 2000. "OBRAS DE PASO DE NUEVA CONSTRUCCIÓN." : 98.



López, Elkin Mauricio, and Sergio Andrés Vanegas. 2009. "SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADOS, ESTADO DEL ARTE." Universidad Industrial de Santander.

"NSR-10 Título H Estudios Geotécnicos." 2008. *Control*.

Villatoro, Ricardo. 2005. "Guía Teórica Y Práctica Del Curso de Concreto Presforzado." : 225.

## 6. ANEXOS

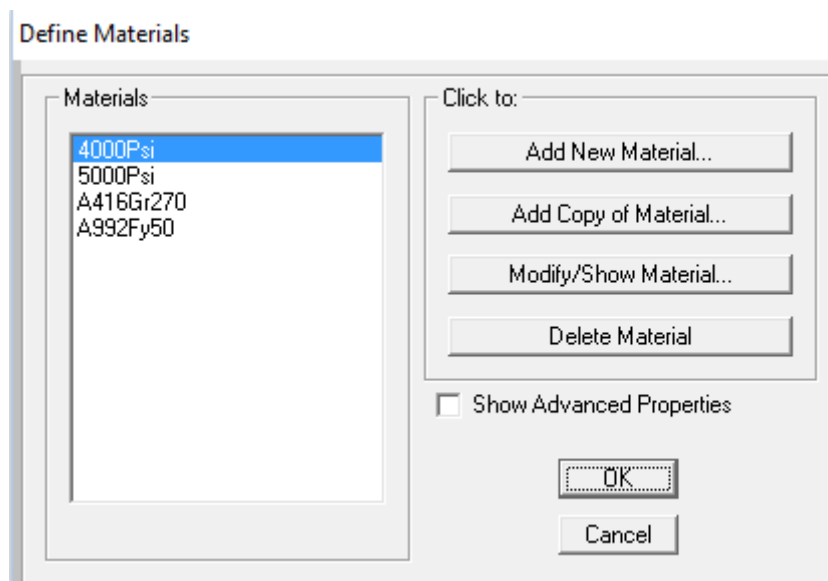
### 6.1 ANEXO 1

#### Pasó a paso modelación en Software SAP2000

Primero, se procede a definir las unidades con las que se va a trabajar, para este caso las unidades son kN y m.

Luego de esto se procede a definir los materiales con los cuales se va a trabajar.

Se selecciona la pestaña define, y luego la opción materiales.

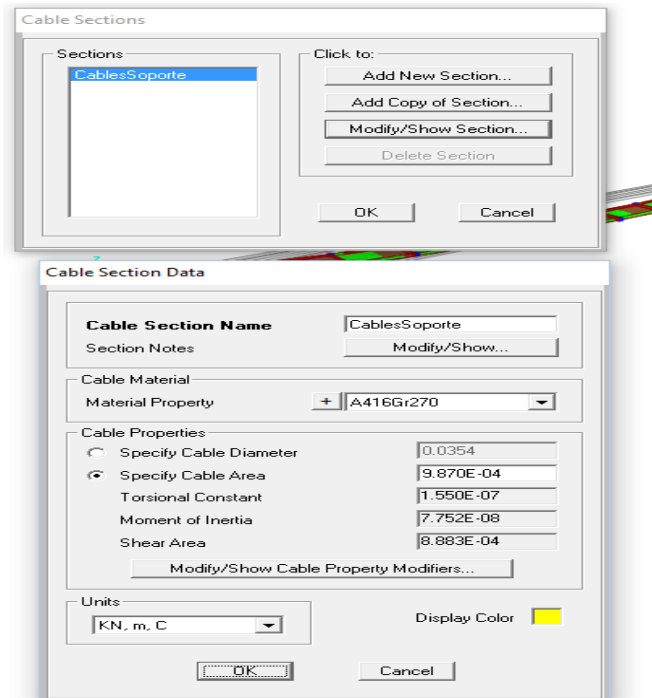


**Ilustración 44. Definición de materiales. Fuente:** Elaboración propia.

Se añaden los materiales con los cuales se va a trabajar, que para este caso es Concreto de 5000 psi (35 MPa) y Acero de 270 Ksi (1850 MPa).

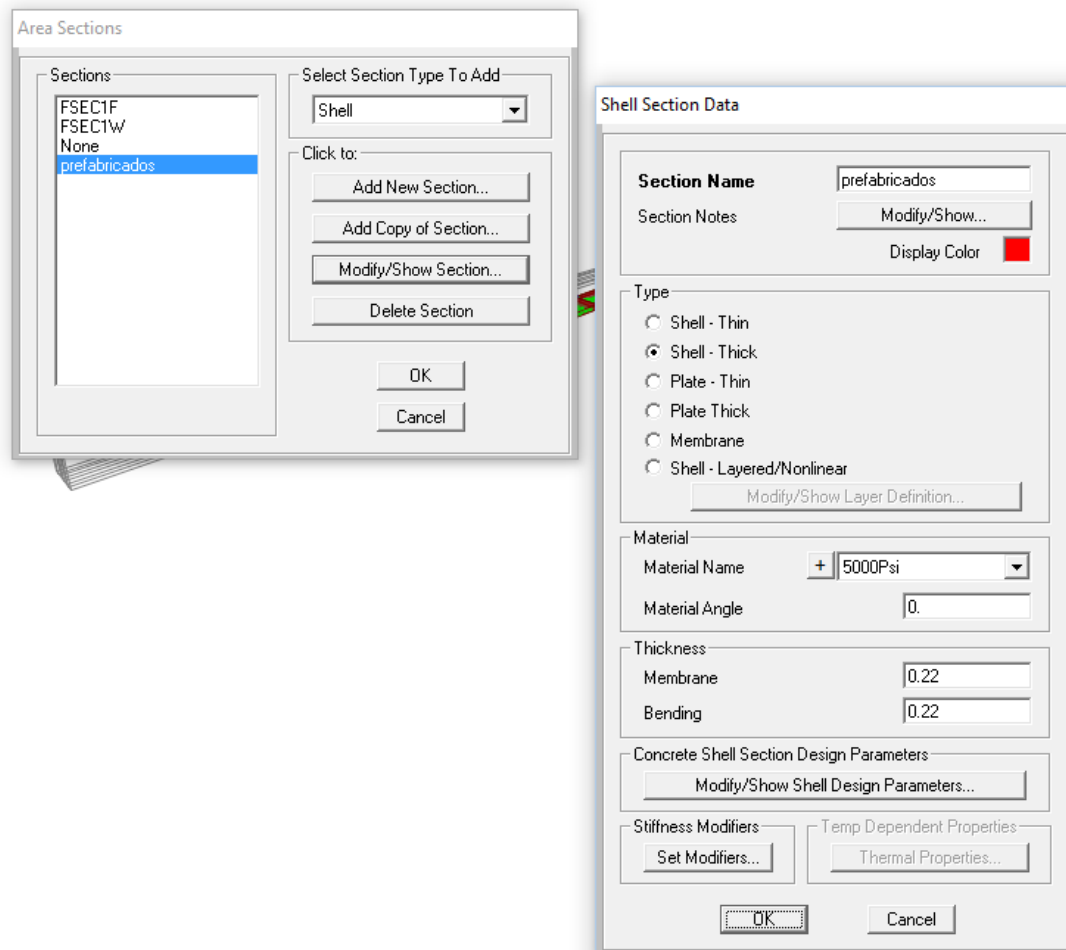
Luego de esto, se pasa a definir las secciones con las que se va a trabajar.

Se selecciona la pestaña Define, y luego Section Properties-Cable Section. Después se selecciona el material del cable (Acero Grado 270) y el área de este.



**Ilustración 45. Definición de secciones. Fuente:** Elaboración propia.

Luego se definen los elementos prefabricados, usando el elemento tipo Area Shell. Se selecciona la opción Section Properties, luego se va a la pestaña Area Sections y se selecciona la opción Shell-Thick, se escoge el espesor y el material.



**Ilustración 46. Definición de elementos de área. Fuente: Elaboración propia.**

Por último se definen los cables de postensado. Para esto se utiliza el elemento tipo tendón. De igual forma que con las otras secciones, se toma la opción define Section Properties y luego se escoge la opción Tendon Section, y posteriormente se define el área y el material de este.

**Tendon Section Data**

**Tendon Section Name**

Section Notes

Tendon Modeling Options For Analysis Model

☐ Model Tendon as Loads

☒ Model Tendon as Elements

Tendon Parameters

Prestress Type

Material Property

Tendon Properties

☐ Specify Tendon Diameter

☒ Specify Tendon Area

Torsional Constant

Moment of Inertia

Shear Area

Units

Display Color ☒

**Ilustración 47. Definición de tendones.** Fuente: Elaboración propia.

Una vez se han definido los materiales y las secciones, se procede a dibujar el modelo.

Se selecciona la pestaña Define, luego la opción Coordinate System/Grids, luego la opción Modify y se establecen las coordenadas del modelo en X,Y,Z.

Define Grid System Data

Edit Format

System Name: GLOBAL Units: KN, m, C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	Start	
2		50.	Primary	Show	Start	
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	Start	
2		0.33	Primary	Show	Start	
3		0.55	Primary	Show	Start	
4		0.85	Primary	Show	Start	
5		1.15	Primary	Show	Start	
6		1.45	Primary	Show	Start	
7		1.67	Primary	Show	Start	
8		2.	Primary	Show	Start	

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-1.8	Primary	Show	Start	
2		0.	Primary	Show	Start	
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 2.4384

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Ilustración 48. Definición sistema de coordenadas. Fuente: Elaboración propia.

Luego se pasa a dibujar cada una de las secciones definidas anteriormente. Primero los cables seleccionando en la pestaña Draw, la opción Draw Frame/ Cable/Tendon. Una vez escogida esta opción se abre automáticamente la ventana donde se selecciona la opción Cable en Line Object Type.

Properties of Object	
Line Object Type	Cable
Section	CablesSoporte
XY Plane Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

**Ilustración 49. Propiedades de dibujo elemento cable.** Fuente: Elaboración propia.

Se dibuja el cable haciendo click en dos puntos distintos, luego se abre automáticamente la ventana Cable Geometry donde se ingresan las variables que determinaran la catenaria de este.

En Cable Type, se selecciona la opción Maximum Vertical Sag, donde se ingresa la flecha de este por peso propio. Como se tiene definida una flecha para el cable con carga muerta, se debe hacer iteraciones con la flecha del cable solo con el peso propio, de tal forma que una vez aplicando la carga muerta y deformándose este, se obtenga la flecha deseada, es decir, la flecha denominada “flecha después de carga muerta”.

**Cable Geometry**  
File Edit

**Line Object Parameters**

Line Object Type: Cable

Cable Type: Cable - Maximum Vertical Sag

Section Property: CablesSoporte

Start: X=0, Y=0, Z=-1.8

End: X=50, Y=0, Z=-1.8

☐ Model Cable Using Straight Frame Objects

**Line Object Meshing**

☐ Keep as Single Object

☒ Break into Multiple Equal Length Objects

☐ Break into Multiple Objects with Equal Projected Length on Chord

**Cable Parameters**

Number of Cable Segments: 1

Added Weight Per Unit Length: 0

Projected Uniform Gravity Load: 0

Tension At I-End: 13.3482

Tension At J-End: 13.3482

Horizontal Tension Component: 13.2114

Refresh

	Deformed	Undeformed
Maximum Vertical Sag	1.8	1.782
Low-Point Vertical Sag	1.8	1.782
Length	50.1724	50.169
Relative Length	1.0034	1.0034

Coordinate System: GLOBAL

Units: KN, m, C

**Computed Point Coordinates for Linear Segments (Undeformed Cable Geometry)**

☒ Use Undeformed Geometry for Cable Object

☐ Use Deformed Geometry for Cable Object

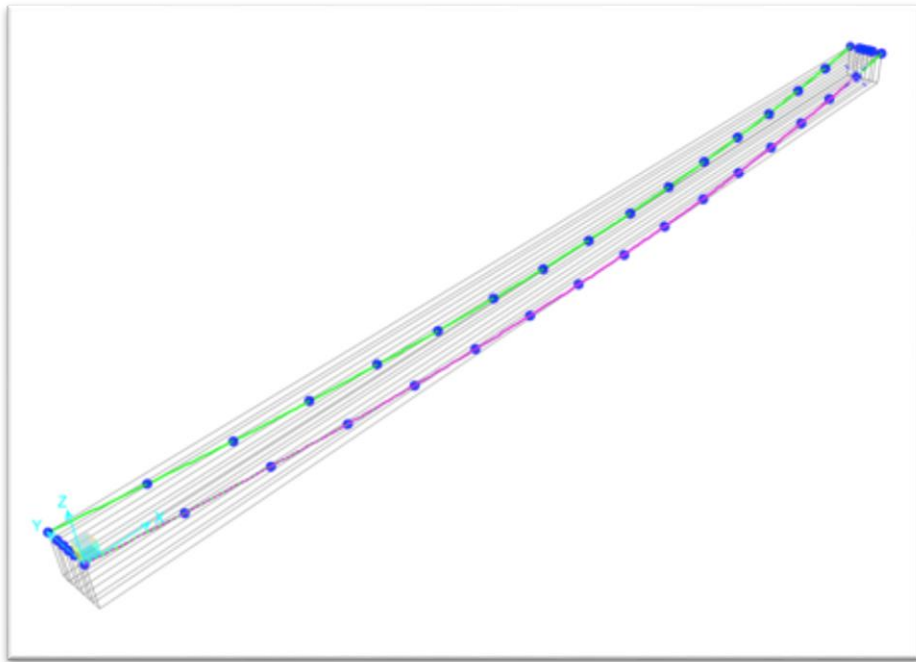
Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	0.	0.	-1.8	0.	0.	0.
1	3.1078	0.	-2.216	0.416	3.1355	0.0625
2	6.2224	0.	-2.5774	0.7774	6.271	0.125
3	9.3429	0.	-2.8837	1.0837	9.4066	0.1875
4	12.4684	0.	-3.1348	1.3348	12.5421	0.25
5	15.5978	0.	-3.3303	1.5303	15.6776	0.3125
6	18.7302	0.	-3.4701	1.6701	18.8131	0.375
7	21.8646	0.	-3.554	1.754	21.9486	0.4375
8	25.	0.	-3.582	1.782	25.0841	0.5
9	28.1354	0.	-3.554	1.754	28.2197	0.5625
10	31.2698	0.	-3.4701	1.6701	31.3553	0.625
11	34.4023	0.	-3.3303	1.5303	34.4908	0.6875
12	37.5347	0.	-3.1348	1.3348	37.6263	0.75
13	40.6672	0.	-2.8837	1.0837	40.7618	0.8125
14	43.7996	0.	-2.5774	0.7774	43.8973	0.875
15	46.9321	0.	-2.216	0.416	47.0328	0.9375
16	50.	0.	-1.8	0.	50.1683	1.

**Planar View**

OK Cancel

**Ilustración 50. Definición geometría del cable.** Fuente: Elaboración propia.





**Ilustración 51. Vista cables de soporte. Fuente:** Elaboración propia.

Luego se dibujan los tendones de postensado de igual manera que los cable, solo que esta vez en la pestaña Line Object Type se selecciona la opción Tendon, y luego se abre automáticamente una ventana para ingresar las variables de este.

**Tendon Data For Line Object 2**

Point ID	Segment Type	1 Coord m	2 Coord m	3 Coord m
2	Parabola Intermediate Point	50.0009	0.	-1.111E-17
1	Start of Tendon	0.	0.	0.
2	Linear	50.0009	0.	-1.111E-17

Notes: 1. Parabolic and circular "intermediate point" segments use points (n-1), (n) and (n+1).  
2. Parabolic and circular "end point" segments use points (n-2), (n-1) and (n).

Tendon Layout Display

Double Click Picture For Expanded Display

Mouse Pointer Location

Distance	1	2	3
	6.2534		

Tendon Layout Display Options

☒ Show 1-2 Axes  
☐ Show 1-3 Axes  
☐ Show 2-3 Axes

Snap Option

☐ No Snap  
☒ Snap To Tendon

Units

KN, m, C

Move

Move Tendon...

Tendon End Point Objects

I-End 67  
J-End 70

Tendon Section

Cables/Posters: Add... Show...

Tendon Loads

None Add... Show...

Tendon Local Axes Angle

0. Modify...

Max. Tendon Discretization

Length 1.524

Group Loaded By Tendon

ALL

Coordinate System

Local  
Object Type  
Current Tendon

OK Cancel

**Ilustración 52. Definición geometría tendones. Fuente:** Elaboración propia.

En dicha ventana se selecciona la opción Quick Start y se escoge la forma de tendón parabólico, luego se pasa a definir los datos de las coordenadas del tendón. Estas coordenadas deben coincidir con las coordenadas de los cables para que se pueda asegurar la unión entre todos los elementos (cables, área, tendones).











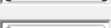







### Tendon Quick Start Templates

Define Tendon In This Tendon Line Object Local Plane

Plane 1-2 Angle 0. Modify Axes...

Number of Spans 1

Select A Quick Start Option

	Single Span	Multiple Span
<input type="radio"/> Straight Tendon 1		
<input type="radio"/> Straight Tendon With Bends 1		
<input type="radio"/> Straight Tendon With Bends 2		
<input checked="" type="radio"/> Parabolic Tendon 1		
<input type="radio"/> Parabolic Tendon 2		
<input type="radio"/> Parabolic Tendon 3		
<input type="radio"/> Parabolic Tendon 4		
<input type="radio"/> Circular Tendon 1		
<input type="radio"/> Circular Tendon 2		

OK Cancel

Ilustración 53. Catenaria tendones. Fuente: Elaboración propia.

# Define Parabolic Tendon Layout For Line Object 32

Edit

Define Tendon In This Tendon Line Object Local Plane

Plane
1-2
Angle
0.
Modify Axes...

Number of Control Points
Number of Points
3

Tendon Layout Data

Point	Coord 1	Coord 2 Type	Coord 2	Slope Type	Slope
	m		m		m / m
1	0.	Specified	0.	Prog Calc	-0.144
2	25.	Specified	-1.8	Prog Calc	-7.806E-18
3	50.	Specified	0.	Prog Calc	0.144

Notes:
1. This form defines parabolic tendons in the tendon object local 1-2 or 1-3 plane.
2. Use the Modify Axes button to rotate the tendon object local 2 and 3 axes about the 1 axis.

Units
KN, m, C
Distance
Coord 1
16.7573
Coord 2
-10.6016
Slope
No Snap
Snap to Local 1 Axis
Snap to Tendon
Snap to Points

Template (Num Spans)
Quick Start
1

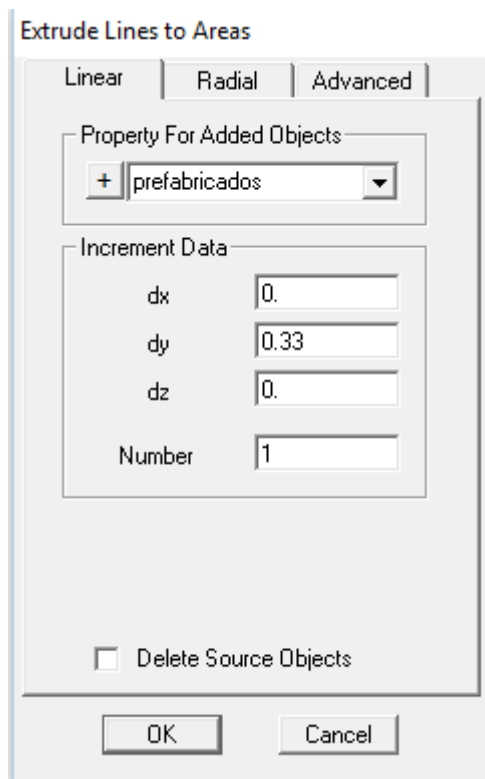
Calculated Results
Clear
Refresh

Close Form
Use Calculated Results for This Tendon
Done

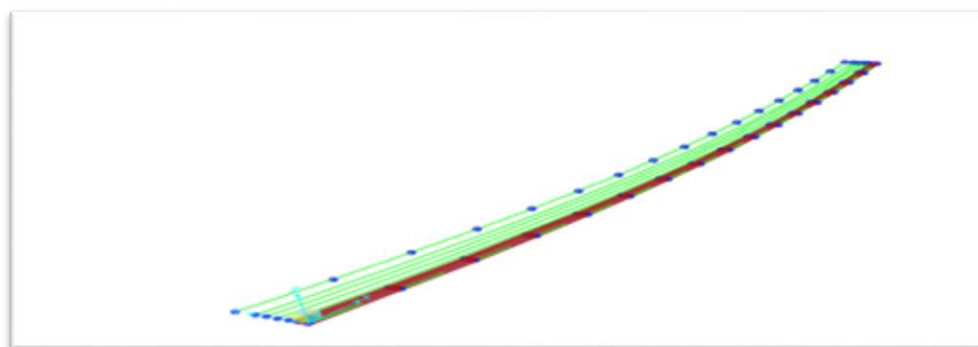
**Ilustración 54. Definición de flecha de tendones.** Fuente: Elaboración propia.

Por último se dibuja la sección prefabricada. Para esto se selecciona los cables y tendones y se extruyen cada uno hasta conformar todo el ancho de la losa de concreto.

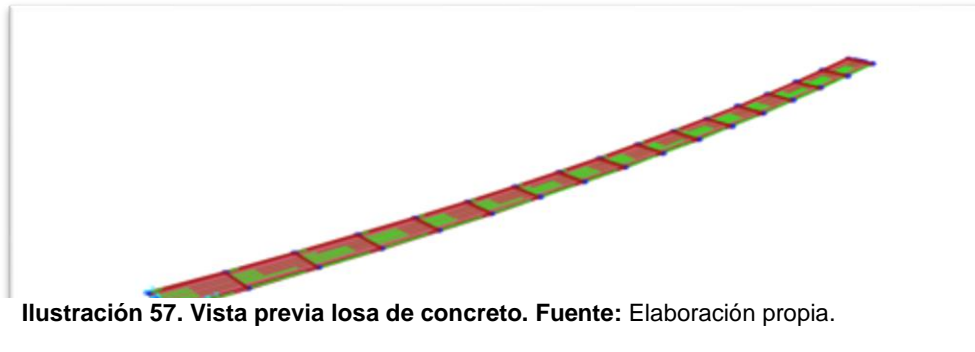
Para esto se va a la pestaña editar, opción extruir y luego opción extruir líneas en áreas. Se ingresa la distancia que se desea extruir en el eje correspondiente, para este caso en el eje y.



**Ilustración 55. Extruir líneas en áreas.** Fuente: Elaboración propia.



**Ilustración 56. Vista previa losa de concreto.** Fuente: Elaboración propia.



Después, se pasa a definir las cargas que van a ser aplicadas a la estructura: carga muerta, viva, postensado, viento y temperatura.

Se va a la pestaña Define, y luego a Load Patterns. Se define la carga muerta como tipo DEAD, la carga viva como tipo LIVE, la fuerza de postensado como tipo PRESTRESS, la carga de viento como WIND y la carga de temperatura como TEMPERATURE. La carga sísmica se define en Load Cases como se explicara más adelante.

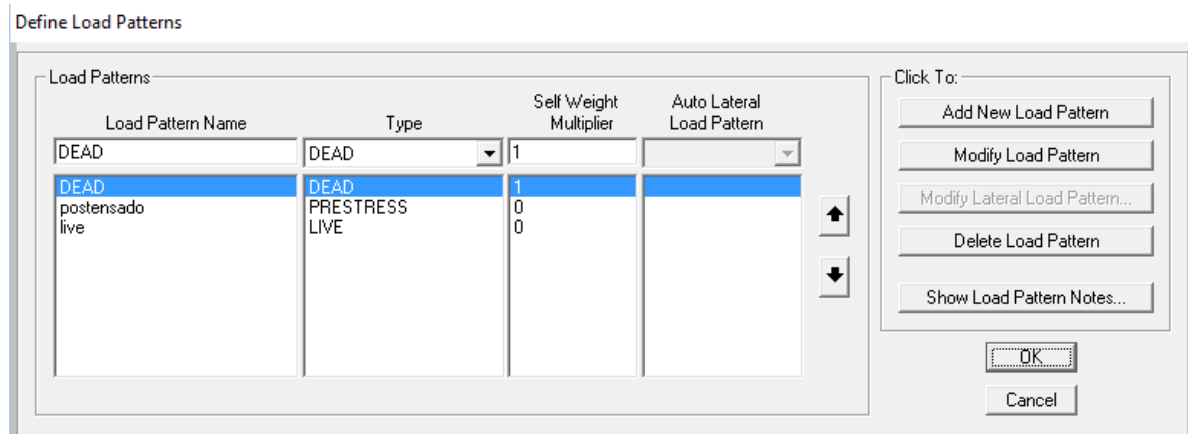
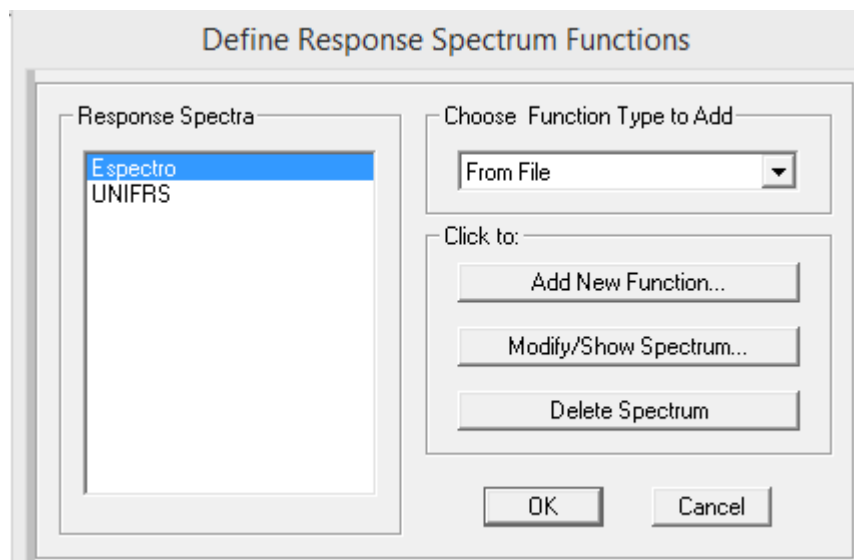


Ilustración 58. Definición tipos de cargas. Fuente: Elaboración propia.

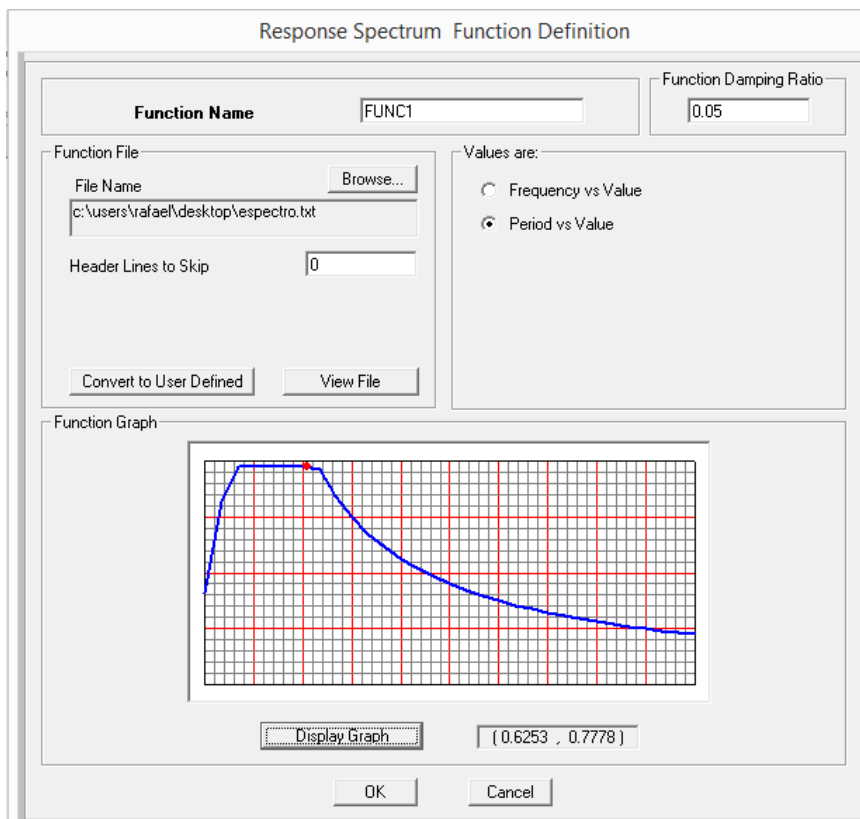
Para definir la carga sísmica, se debe ir a la opción Define, luego Load Cases y se agrega el tipo de caso de carga Response Spectrum. Para esto se debe agregar el espectro de la norma del CCP-14, ya que el programa usa por defecto otro tipo de espectro.

Para ingresar el espectro, se va a la pestaña define, luego Functions y luego Response Spectrum. Donde está la opción para agregar el tipo de función, se selecciona From File y luego añadir nueva función para ingresar el espectro. Para esto se selecciona los datos del

espectro de aceleraciones, los cuales deben estar guardados en un formato tipo texto para poderlos ingresar al formato SAP.



**Ilustración 59. Definición tipo de espectro. Fuente:** Elaboración propia.



**Ilustración 60. Ingreso datos espectro de aceleraciones.** Fuente: Elaboración propia.

Una vez definidas las cargas, se pasa a definir el tipo de análisis que se va a realizar. Dado que la construcción del puente se va a hacer por etapas, comenzando con la instalación de los cables de soporte, luego el montaje de las losa de concreto seguido de la instalación de los cables de postensado y por último la aplicación de la fuerza de presforzado. Luego de esto se aplican las cargas en estado de servicio las cuales son carga viva peatonal, carga de viento y carga de temperatura.

Para poder modelar correctamente el puente se debe tener en cuenta que en cada etapa la estructura sufre una deformación y unos esfuerzos en los elementos, y sobre esa estructura deformada y con dichos esfuerzos se aplica la nueva etapa con sus respectivas cargas tal cual como sucede en la vida real, lo cual es diferente si se aplican todas las cargas en una sola etapa.

Se va a la sección Define, y luego a Load Cases, se crea un caso de carga nuevo y se selecciona la opción Nonlinear Staged Construction.



**Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction**

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

☐ Linear

☐ Nonlinear

☒ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:

Show Stages:

Stage Definition

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
1	0.	No		
1	0.	No		
2	0.	No		
3	0.	No		
4	0.	No		

☐ Expand Stage Definition

Data For Stage 1 (0. days):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	CablesSoporte	0.			
Add Structure	Group	CablesSoporte	0.			
Load Objects If Added	Group	CablesSoporte		Load Pattern	DEAD	1.

☐ Expand Stage Data Stage: << < 1 > >> of 4

Other Parameters:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

**Ilustración 61. Definición análisis por etapas constructivas. Fuente:** Elaboración propia.

Agregamos el número de etapas en las cuales se va a construir el puente, en la siguiente secuencia:

- Cables de soporte
- Losas prefabricadas de concreto
- Cables de postensado y fuerza de postensado
- Carga de barandas
- Carga viva peatonal

## 6.2 ANEXO 2

### Diseño Puente Tipo Viga

#### Dimensionamiento del tablero

Para el pre dimensionamiento del tablero se consulta la sección dos del Código Colombiano de Diseño de Puentes 2014, el cual suministra profundidades mínimas para tableros de profundidad constante en la tabla 2.5.2.6.3-1. (Sismica 2014). La anterior tabla se muestra a continuación:

**Tabla 43. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante.**

**Fuente:** (Sísmica, 2012)

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras para peatones	0.035L	0.033L
Concreto Preesforzado	Losas	0.030L > 165 mm	0.027L > 165 mm
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras para peatones	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	0.040L	0.032L
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Cerchas	0.100L	0.100L

De acuerdo con la Tabla 43, para las vigas de estructura para peatones pertenecientes a superestructuras en concreto preesforzado, la profundidad mínima de estas debe ser de  $0.033 L$ ; donde  $L$  es la luz del puente. Para el caso de estudio que se trata en este trabajo de grado,  $L$  es igual a 50 m. Entonces:

$$H = 0.033 * L$$

$$H = 0.033 * 50 = 1.65 \text{ m}$$

La profundidad mínima que debería tener la superestructura del puente viga que se desea diseñar debe ser de 1.65 m.

### **Vigas de Amarre**

Las vigas de amarre son vigas que se ponen en la parte inicial y final del tablero del puente. Para puentes con luces mayores a los 20 metros, el puente debe llevar vigas de amarre al final, al inicio y en el centro de la luz. El objetivo de la viga de amarre es que las vigas trabajen juntas, a la par. Las vigas de amarre tienen un ancho aproximado de 25 a 30 cm. Para este puente se decide trabajar con un ancho de 30 cm para la viga de amarre.

### **Dimensionamiento de los estribos**

Para el dimensionamiento de los estribos es necesario revisar el literal 4.7.4.4 del CCP-14, el cual me define la longitud mínima de apoyo. De acuerdo con este literal, Las longitudes de soporte en los apoyos de expansión sin elementos de restricción,  $N$ , deben ser:

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2) \text{ (Sísmica, 2012)}$$

Donde:

$N$  = longitud mínima de apoyo medida perpendicularmente al eje del apoyo (mm).

$L$  = longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el final del tablero; para articulaciones dentro de una luz,  $L$  debe ser la suma de las distancias a cada lado de la articulación; para puentes de una sola luz,  $L$  es la longitud del tablero (mm).

$H$  = para estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo hasta la próxima junta de expansión (mm).

Para columnas y/o pilas, altura de columna o de pila (mm).

Para articulaciones dentro de una luz, altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm)

S = esviaje del apoyo medido desde una línea perpendicular a la luz (grados).

Para este puente, S y H son iguales a 0 porque este no posee apoyos intermedios ni esviaje. Por lo tanto:

$$N = (200 + 0,0017 * 50000) * (1) = 285 \text{ mm}$$

Para efectos del análisis sismo-resistente de la estructura se tendrán en cuenta los siguientes parámetros sísmicos correspondientes que fueron determinados anteriormente para el diseño del puente tipo "Stress Ribbon", atendiendo las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y el Código Colombiano de Diseño Puentes 2014:

**Tabla 44. Parámetros sísmicos considerados para el diseño del puente. Fuente:** (Sísmica, 2012)

<b>Zona de Riesgo Sísmico</b>	Alta
<b>Tipo de perfil del suelo</b>	D
<b>F<sub>v</sub></b>	1.8
<b>S<sub>1</sub></b>	0.3

A partir de S<sub>1</sub> y F<sub>v</sub> se puede encontrar el coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración de 1,0 segundos en roca (Perfil de suelo Tipo D), S<sub>d1</sub>, mediante la siguiente expresión:

$$S_{d1} = F_v * S_1 = 1.8 * 0.3 = 0.54$$

De acuerdo con la Tabla 3.10.6-1 del CCP-14, se tiene que para una  $S_{D1}$  de 0.54, la zona de desempeño sísmico del sitio donde se construirá el puente corresponde a la zona 4. (Sísmica, 2012)

**Tabla 45. Zonas de desempeño sísmico de acuerdo con el CCP-14. Fuente:** (Sísmica, 2012)

<b>Coefficiente de aceleración espectral <math>S_{D1}</math></b>	<b>Zona de Desempeño Sísmico</b>
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

De acuerdo con la tabla 4.7.4.4-1 del CCP-14, el porcentaje de  $N$  que se debe tomar para una zona de desempeño sísmico 4 es de 150 %. (Sísmica, 2012).

**Tabla 46. Porcentaje de  $N$  de acuerdo con la zona de desempeño sísmico y al coeficiente de aceleración  $A_s$ . Fuente:** (Sísmica, 2012)

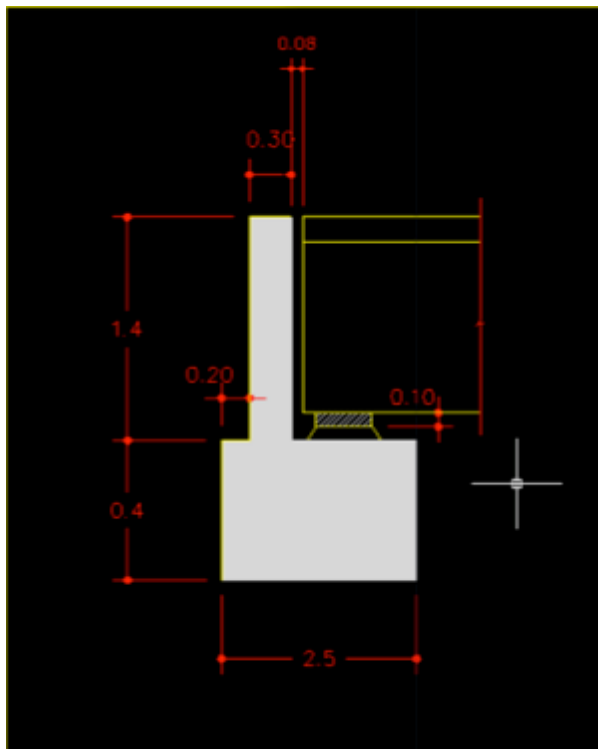
<b>Zona</b>	<b>Coefficiente de Aceleración, <math>A_s</math></b>	<b>Porcentaje, <math>N</math></b>
1	$<0.05$	$\geq 75$
1	$\geq 0.05$	100
2	Aplicable a todos	150
3	Aplicable a todos	150
4	Aplicable a todos	150

Por lo tanto:

$$N = 1.5 * 285 \text{ mm} = 427.5 \text{ mm}$$

Se tiene una longitud de apoyo mínima de 45 cm.

El espesor del tope sísmico y la distancia entre la viga y el tope sísmico por lo general oscilan entre 20 y 30 cm y 5 y 8 cm respectivamente. Para este puente se decide trabajar con un tope sísmico de 30 cm de espesor y separado 8 cm de la viga. Se fue un poco conservador en la selección de estos parámetros porque la amenaza de la zona sísmica donde se ubica el puente es alta. El apoyo de neopreno no se ha apoyado directamente sobre el estribo si no sobre un pedestal, esto con el fin de proteger dicho apoyo del agua. En la Ilustración 62 se puede apreciar dichas dimensiones:



**Ilustración 62. Dimensiones de tope sísmico y estribo.**

**Fuente:** Elaboración propia.

### **Carga Muerta**

La carga muerta correspondiente a las vigas principales y a la losa del tablero del puente es la siguiente:

$$D_1 = V_1 * \gamma_{concreto}$$

$$V_1 = \left( \left( \frac{(0,45 + 0,2) * 0,15}{2} + 0,45 * 0,2 \right) * 2 + (0,75 * 0,2) \right) * 50 * 2 + (0,2 * 2 * 50) =$$

$$V_1 = 42.6 \, m^3 + 20 \, m^3 = 62.6 \, m^3$$

$$D_1 = 62.6 \, m^3 * 2.4 \, \frac{T}{m^3} = 152 \, T$$

A partir de la sección de la viga de amarre, se determinara la carga muerta correspondiente al peso de estos elementos. Esta carga es la siguiente:

$$D_2 = V_2 * \gamma_{concreto}$$

$$V_2 = (1.45 \, m * 0,25 \, m * (1m)) * 2$$

$$V_2 = 0.73 \, m^3 \text{ (en los apoyos del puente)}$$

$$V_2 = (1.45 \, m * 0,25 \, m * 1m)$$

$$V_2 = 0.36 \, m^3 \text{ (en el centro de la luz)}$$

$$V_2 = 0.73 \, m^3 + 0.36 \, m^3$$

$$V_2 = 1.09 \, m^3$$

$V_2$  corresponde al volumen de concreto que tienen las vigas de amarre que constituyen el puente.

$$D_2 = 1.09 \, m^3 * 2.61 \, \frac{T}{m^3}$$

$$D_2 = 2.85 \, T$$

La carga muerta correspondiente al peso de las barandas es la siguiente:

$$D_3 = 0.5 \frac{Kn}{m} * 0.336 \frac{m^2}{m} * 50 = 8.4 Kn$$

$$D_3 = 0.84 T$$

La carga muerta correspondiente al peso de los topes sísmicos es la siguiente:

$$D_4 = V_4 * \gamma_{concreto}$$

Donde  $V_4$  corresponde al volumen de los topes sísmicos de los estribos del puente:

$$V_4 = (1.4 m * 0.3 m * 2.5 m) * 2 + (0.4 m * 0.3 m * 0.73 m) * 4$$

$$V_4 = 2.45 m^3$$

$$D_4 = 2.45 m^3 * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$D_4 = 6 T$$

La carga muerta total del puente tipo viga para una luz de 50 m es la siguiente:

$$D_T = 152.4 T + 1.1 T + 2.85 T + 6 T = 163 T$$

### **Carga Viva.**

De acuerdo con el artículo 3.1 de la LFRD – GUIDE SPECIFICATION FOR PEDESTRIAN BRIDGES, la carga viva que se debe considerar para puentes peatonales es la siguiente:

$$L = 0.44 \frac{T}{m^2}$$

La carga viva de todo el puente peatonal es la siguiente:

$$L = 0.44 \frac{T}{m^2} * 100 m^2 = 44 T$$



## Diseño del dado de fundación

Para definir las dimensiones del dado de fundación será necesario determinar las cargas de servicio a las que estará sometido el dado (con sus respectivas combinaciones de carga). Dichas cargas de servicio son las siguientes:

- **Carga Muerta:** Peso de toda la superestructura del puente (Tablero, Vigas de Amarre, y demás elementos).
- **Carga Viva:** Peso de los peatones que circularan por el puente.

Estas cargas ya se calcularon en la sección anterior. De acuerdo con los resultados que arrojó el modelo en SAP del puente tipo Stress ribbon, la combinación de carga más crítica que se tiene es la siguiente:

$$Resistencia\ 1 = 1.25\ D + 1.75\ L$$

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

El peso que tiene que soportar la cimentación del puente para la combinación de carga más crítica es la siguiente:

$$W_{resistencia\ 1} = 1.25 * 163\ T + 1.75 * 44\ T = 281\ T$$

La cimentación de un estribo del puente tendrá que soportar 140 T

Una vez determinado el peso que debe soportar el dado de fundación para la combinación de carga más crítica, se procede con el diseño de este.

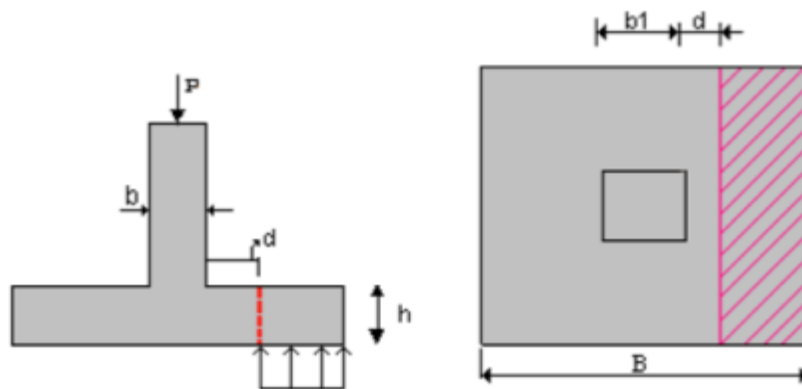
### Criterios de diseño de diseño del dado de fundación

- Se considera que el dado de fundación trabajan como una losa unidireccional para el cálculo del refuerzo. Como se están trabajando con un dado de fundación cuadrado, la cantidad de acero es igual en ambas direcciones, por lo que solo se calcula en una de ellas.
- No se incluye en el cálculo el peso propio de la cimentación puesto que se considera que la diferencia entre el peso del suelo que se extrae o excava y el de la zapata como tal son similar. (Vasquez)

- El recubrimiento mínimo debe ser de 75mm medido desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero. (“NSR-10 Título H Estudios Geotécnicos” 2008).

### Cortante unidireccional

En este caso, se estudia el comportamiento del dado de fundación suponiéndola como una viga, donde se tiene una plano crítico de falla que se localiza a una distancia  $d$  de la cara de la columna y se extiende a lo largo del ancho ( $B$ ).



**Ilustración 63. Plano crítico de falla por corte unidireccional en diferentes vistas. Fuente: (Vasquez)**

Por el método de resistencia, se sabe que:

$$V_{ud} \leq \phi_v * V_n$$

Donde:

$\phi_v$  = coeficiente de reducción de resistencia para esfuerzos de cortante

$$V_n = \text{cortante nominal} = 0,17 * \lambda * B d * \sqrt{f'c}$$

$$V_{ud} = \text{cortante ultimo unidireccional} = \frac{Q_u}{B} \left( \frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d \right)$$

$b_1$  = ancho de la pila

$f'c$  = resistencia nominal del concreto a compresión

La metodología que se utiliza se basa en el desarrollo de la anterior desigualdad y en despejar la d. De esta manera se asegura que se cumple con la condición necesaria para que el concreto soporte el esfuerzo a corte (el cortante ultimo unidireccional debe ser menor o igual al factor de seguridad por el cortante nominal).

Desarrollando lo anterior, se tiene que:

$$\phi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'}c * Bd \geq \frac{Qu}{B} * \left( \frac{B - b_1}{2} \right) - \frac{Qu}{B} * d$$

$$[ \phi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'}c * Bd ] + \frac{Qu}{B} * d \geq \frac{Qu}{B} * \left( \frac{B - b_1}{2} \right)$$

$$[ \phi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'}c * B + \frac{Qu}{B} ] * d \geq \frac{Qu}{B} * \left( \frac{B - b_1}{2} \right)$$

$$d \geq \frac{\frac{Qu}{B} * \left( \frac{B - b_1}{2} \right)}{[ \phi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'}c * B + \frac{Qu}{B} ]}$$

Donde:

$B$  = Ancho del dado de fundación

$Qu$  = Peso de la superestructura del puente para la combinación de carga más crítica.

Para el puente en estudio se obtiene que:

$$Q_u = 140 \text{ T} * \left( \frac{10kN}{1T} \right) * \left( \frac{1000N}{1kN} \right) 1400000 \text{ N}$$

$$b_1 = 2 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$$

$$B = 4 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (concreto simple)}$$

$$f'c = 28 \text{ MPa}$$

Sí:

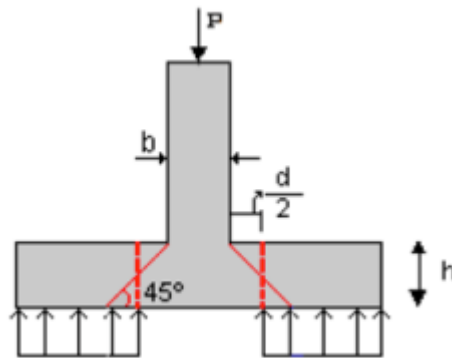
$$d \geq \frac{\frac{Qu}{B} * \left(\frac{B - b_1}{2}\right)}{\left[\varphi_v * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B + \frac{Qu}{B}\right]}$$

$$d \geq \frac{\frac{1400000}{2500} * \left(\frac{2500 - 2000}{2}\right)}{0.75 * 0.17 * 1 * \sqrt{28} * 2500 + \frac{1400000}{2500}} = 63 \text{ mm}$$

De acuerdo con el artículo C.15.7 la altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

#### Corte Bidireccional

En este caso, el dado intenta fallar como respuesta a la carga que recibe de las pilas. La falla es en forma de pirámide. El plano de falla crítico se localiza a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna y es perpendicular al plano de la zapata (Vasquez n.d.).



**Ilustración 64. Plano crítico de falla para corte bidireccional. Fuente:** (Vasquez)

Para dados de fundación cuadrados, se tiene que:

$$V_{ubd} = \frac{Q_u}{B^2} * [ B^2 - (b_1 + d)^2 ]$$

Donde:

$Q_u$  = carga última mayorada que se transfiere al dado.

$d$  = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción.

$B$  = ancho del dado de fundación.

$b_1$  = ancho de la pila.

$V_{ubd}$  = cortante último bidireccional.

Por requerimiento de la Norma Sismo-Resistente del país (NSR-10), se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$V_{ubd} < \{ 0.17 * \varphi_v * \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) * \lambda * \sqrt{f'}c * b_0 d \} \quad (1)$$

$$V_{ubd} < \{ 0.083 * \varphi_v * \left( 2 + \frac{\alpha_s}{b_0} \right) * \lambda * \sqrt{f'}c * b_0 d \} \quad (2)$$

$$V_{ubd} < \{ 0.33 * \varphi_v * \lambda * \sqrt{f'}c * b_0 d \} \quad (3)$$

Donde:

$\alpha_s$  = factor que depende de la posición en la que se encuentra la pila dentro del dado de fundación.

$b_0$  = perímetro de la sección crítica =  $(2b_1 + 2d)$

$\beta$  = relación entre lado corto y lado largo de la columna

Para este caso, se utiliza la misma metodología de cortante unidireccional, teniendo en cuenta que ya no solo se debe cumplir una desigualdad sino 3. Por lo tanto, se desarrolla la última (3), se despeja la  $d$  y posteriormente, se verifica que con este se cumplan las 2 restantes.

Entonces, partiendo de (3) se tiene:

$$\frac{Qu}{B^2} * [B^2 - (b_1 + d)^2] < \{0.33 * \varphi_v * \lambda * \sqrt{f'}c * b_0 d\}$$

$$\frac{Qu}{B^2} * [B^2 - (b_1 + d)^2] < \{0.33 * \varphi_v * \lambda * \sqrt{f'}c * (2b_1 + 2d) * d\}$$

$$\frac{Qu}{B^2} * [B^2 - (b_1 + d)^2] < \{0.33\varphi_v\lambda\sqrt{f'}c * (2b_1d)\} + \{(2d^2) * \{0.33\varphi_v\lambda\sqrt{f'}c\}\}$$

$$Qu - \frac{Qu}{B^2} * [b_1^2 + 2b_1d + d^2] < \{0.33\varphi_v\lambda\sqrt{f'}c * (2b_1d)\} + \{(2d^2) * \{0.33\varphi_v\lambda\sqrt{f'}c\}\}$$

Resolviendo, se obtiene una ecuación cuadrática de la forma:

$$(A * d^2) + (H * d) + F > 0$$

Donde:

$$A = [\varphi * 0.33 \lambda \sqrt{f'}c * 2] + \frac{Qu}{B^2}$$

$$H = [\varphi * 0.33 \lambda \sqrt{f'}c * 2b_1] + \frac{Qu}{B^2} * 2b_1$$

$$F = \frac{Qu}{B^2} * b_1^2 - Qu$$

$$Q_u = Q * F.C = 140 * \left(\frac{10kN}{1T}\right) * \left(\frac{1000N}{1kN}\right) = 1400000 N$$

$$b_1 = 2 m = 2000 mm$$

$$B = 4 m = 2500 mm$$

$$\varphi = 0.75$$

$$\lambda = 1 \text{ (concreto simple)}$$

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 \text{ por ser cuadrada}$$

$\alpha_s = 40$  puesto que la pila se encuentra ubicada en el centro del dado

Entonces, resolviendo para cada término de la ecuación cuadrática definida en el numeral anterior, se tiene que:

$$A = [0.75 * 0.33 * 1 * \sqrt{28} * 2] + \frac{1400000}{2500^2} = 2.84$$

$$H = [0.75 * 0.33 * 1 * \sqrt{28} * 2 * 2000] + \frac{1400000}{2500^2} * 2 * 2000 = 6134.58$$

$$F = \frac{1400000}{2500^2} * 2000^2 - 1400000 = -504000$$

Por último, se resuelve la ecuación cuadrática, en este caso se utiliza la fórmula del bachiller:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$d > \frac{-6134.58 + \sqrt{6134.58^2 - 4 * 2.84 * -504000}}{2 * 2.84} = 79.24 \text{ mm}$$

**CONCLUSIÓN:** Para el dado de fundación del puente en estudio se obtuvo un  $d$  de 63 mm para corte unidireccional y de 80 mm para bidireccional, se escoge entonces el mayor entre ambos valores que es el que cumple todos los requerimientos y con esto se define un espesor del dado ( $h$ ). En este orden de ideas, el espesor del dado es de 80 mm. Sin embargo, la norma me dice que para zapatas apoyadas sobre pilotes, el  $d$  mínimo debe ser 300 mm. Por lo tanto el espesor del dado de fundación es de 400 mm (315 mm más los 75 mm de recubrimiento mínimo exigido por la norma) expresado en lenguaje matemático:

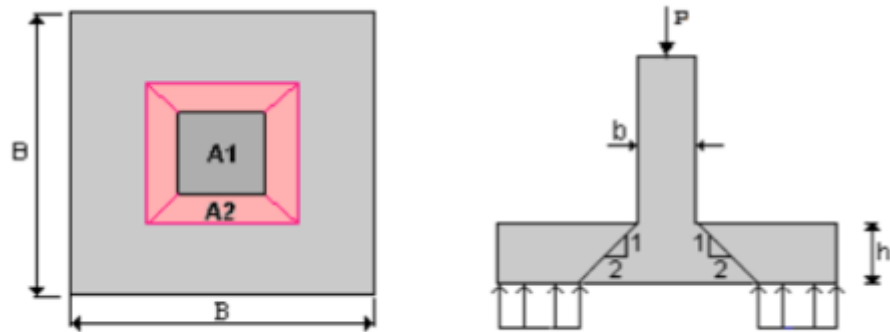
$$h \geq d + 75$$

$$h = 315 + 75 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

### Aplastamiento

*“Se suele considerar que la presión de compresión que transmite la columna o pedestal se va disipando con el espesor  $h$  de la zapata, a razón de 2 horizontal por 1 vertical, desde el área  $A1$  en su cara superior (área de contacto columna o pedestal – zapata), hasta el área  $A2$  en su cara inferior.” (Vasquez)*



**Ilustración 65. Plano de falla por aplastamiento. Fuente:** (Vasquez n.d.).

Según el método de la resistencia se tiene que cumplir que:

$$Pu \leq \varphi_a * Pn \rightarrow Pu \leq \varphi_a * 0,85 * f'c * A1 * \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$



Donde se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\varphi_a = 0.65$$

Para revisar el fenómeno de aplastamiento en el dado de fundación se debe retomar algunos datos iniciales de otras secciones, tales como:

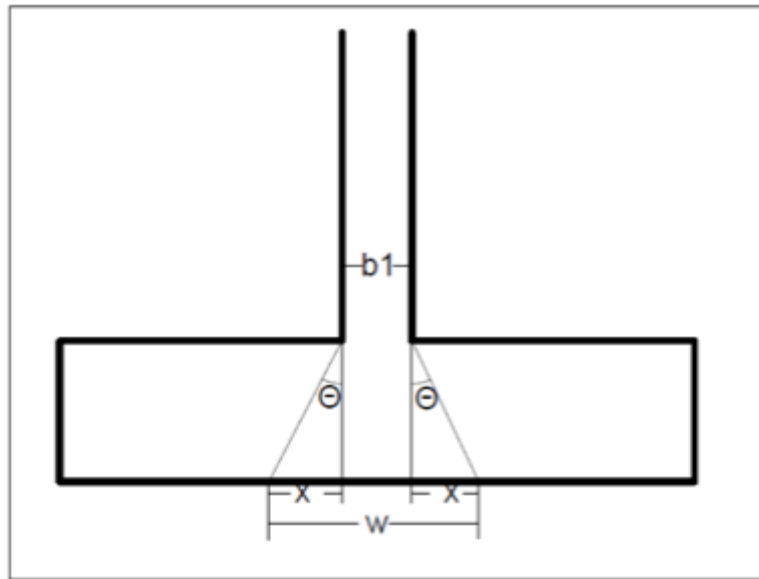
$$Q_u = 1400000 \text{ N}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 2000 \text{ mm} \rightarrow A_1 = \pi * 1000^2 \text{ mm}^2 = 3141593 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 28 \text{ Mpa}$$

Si:



**Ilustración 66. Explicación y determinación del área 2. Fuente:** Elaboración propia.

Primero se debe hallar el ángulo theta ( $\theta$ ) que se muestra en la figura anterior. Como se puede observar:

$$\tan \theta = \frac{2}{1} \rightarrow \theta = \tan^{-1} \left( \frac{2}{1} \right) = 63.43^\circ$$

Luego hallamos el valor de la distancia x, así:

$$\tan \theta = \frac{x}{h} \rightarrow x = h * \tan \theta = 800 \text{ mm}$$

Posteriormente determinamos el valor de la distancia w, como:

$$w = 2 * x + b1 = 2 * 800 + 2000 = 3600 \text{ mm}$$

Para luego calcular A2, de la siguiente manera:

$$A2 = \frac{\pi}{4} * w^2 = 10178760.2 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{\frac{\pi}{4} * 3600^2}{\frac{\pi}{4} * 2000^2}} = 1.8$$

Ahora se tiene todos los elementos necesarios para calcular Pn:

$$Pn = 0.85 * f'c * A1 * 2 = 0.85 * 28 * \pi * 1000^2 * 2 = 149539810.3 \text{ N}$$

$$\phi Pn = 0.65 * 149539810.3 \text{ N} = 97200876.7 \text{ N}$$

Revisamos que se cumpla lo estipulado en el método de la resistencia y se tiene que:

$$Qu = 1400000 \text{ N} \leq \phi Pn = 97200876.7 \text{ N}$$

Por lo tanto se concluye que el dado de fundación cumple con el requisito de aplastamiento exigido en el código.

El peso del dado de fundación es el siguiente:

$$D_5 = (2.5 \text{ m} * 2.5 \text{ m} * 0.4 \text{ m}) * 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$D_5 = 6 \text{ T}$$

Peso de toda la superestructura del puente incluido los estribos

$$D_T = \frac{163 + 44}{2} + 6 = 110 \text{ T}$$

### **Dimensionamiento de las Pilas**

Se propone construir 2 pilas con diámetro de fuste de 2 m y con diámetro de campana de 2.5 m y profundidad de desplante de 11 m como sistema de fundación del puente tipo viga de 50 m de luz (1 pila para cada estribo). Estas pilas serán excavadas por métodos manuales y serán vaciadas con concreto fabricado en sitio. La capacidad última de cada una de las pilas debe ser al menos de 110 T. Para el diseño de las cimentaciones, se decide poner a trabajar las pilas solo por punta. El procedimiento para determinar la capacidad última de las pilas por punta se muestra a continuación.

### Capacidad Última por Punta (Qp)

#### **Método de Terzaghi para estimar Qp**

La capacidad de carga de punta, Qp, de un pilote se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$Q_p = A_p * (c' * N_c^* + q' * N_q^*)$$

Donde:

$$A_p = \text{Área de la punta del pilote.}$$

$$N_q^*, N_c^* = \text{factor de capacidad de carga.}$$

$$q' = \text{Esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote}$$

$$q' = 11 \text{ m} * 1.6 \frac{T}{m^3} = 17.6 \frac{T}{m^2}$$

Los valores interpolados de  $N_q^*$  y  $N_c^*$  para varios ángulos de fricción se dan en la siguiente tabla:

**Tabla 47. Valores interpolados de  $N_q^*$  y  $N_c^*$  con base en la teoría de Terzaghi. Fuente: (Braja, 2011)**

$\phi'$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$\phi'$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Para las pilas propuestas, se tiene una capacidad por punta de:

$$Q_p = A_p * (c' * N_c^* + q' * N_q^*)$$

No se consideró cohesión en el suelo para ser más conservador en el diseño

$$Q_p = \left(\frac{\pi}{4} * 2^2\right) m^2 * 11 \text{ m} * \frac{1.6 T}{m^3} * 6.05$$

$$Q_p = 334 \text{ T}$$

El factor de seguridad que se utiliza para la capacidad última por punta de pilas es de 3, entonces:

$$Q_p = \frac{334 \text{ T}}{3} = 111 \text{ T}$$

De acuerdo con el literal 5.13.4.5.1 del CCP-14 el área en la punta del pilote debe ser, por lo menos, 32 000 mm<sup>2</sup>.

Para las pilas propuestas se tiene un área de:

$$A_p = \left( \frac{\pi}{4} * 2^2 \right) m^2 = \pi m^2 = 3141592.65 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto se cumple con el requisito anterior.

### **Refuerzo de las Pilas**

De acuerdo con el literal 5.13.4.5.2 del CCP -14, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor del 0.8 % de área bruta de la pila. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal mínimo que debe llevar las pilas del puente son:

$$A_s = 0.008 * \frac{\pi}{4} * 2000^2 = 25132,74 \text{ mm}^2$$

Con 25 barras No 1-1/4" se cumple con el anterior requisito. De acuerdo con el literal 5.13.4.5.2. del CCP-14 la distancia libre entre barras de refuerzo paralelas longitudinales y paralelas transversales no debe ser menor a cinco veces el tamaño del agregado máximo, o 125 mm, excepto para los requisitos sísmicos. Las 25 barras se distribuirán en todo el perímetro de la pila y quedarían con un espaciamiento de 362.5 mm. Por lo que se cumple con el requisito del literal 5.13.4.5.2. (Sismica 2014)

### 6.3 ANEXO 3

Diseño puente Stress ribbon con concreto normal

#### Cálculos

Para realizar el diseño del puente, se utiliza la combinación de carga Resistencia I, la cual se corroboró luego con el Modelo Computacional, que era la combinación de carga más crítica.

**Tabla 48. Combinación de carga Resistencia I.**

Combinación de Carga: Resistencia I
1.25 DC + 1.0 PS + 1.75 PL

Donde:

Dc: Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales.

Ps: Fuerzas debidas al pretensado.

PL: Carga viva peatonal.

#### Datos

**Tabla 49. Luces, áreas y ancho del puente.**

Luz	50 m
-----	------

Flecha luego de carga muerta	1.842 m
Flecha luego de postensado	1.783 m
Flecha en estado de servicio	1.67 m
Área Concreto prefabricado	0.402 m
Área Concreto in-situ	0.06 m <sup>2</sup>
Ancho total	2 m
Ancho útil	1.5 m

#### Carga muerta:

Peso prefabricados:  $0.402(\text{m}^2) \times 24\text{kN/m}^3 = 9.648 \text{ kN/m}$

Peso barandas: 0.5 kN/m

Peso Concreto in-situ:  $0.06 (\text{m}^2) \times 24 \text{ Kn/ m}^3 = 1.44 \text{ kN/m}$

Total Carga muerta: 11.588 kN/m

Factor de Carga Muerta: 1.25

Total Carga Muerta amplificada: 14.485 kN/m

#### Carga Viva:

Peso peatones:  $4.4\text{kN/m}^2 \times 1.5\text{m} = 6.6 \text{ kN/m}$

Factor de Carga Viva: 1.75

Carga Viva amplificada: 11.55 kN/m

Carga Muerta + Carga Viva: 26.03 kN/m

**Diseño tendones de soporte:**

Fuerza horizontal debido a la carga muerta y viva:

$$F_H = \frac{W_{muerta+viva} * L^2}{8 * f d} \quad (19)$$

$$FH = 26.03 \frac{kN}{m} * (50)^2 / (8 * 1.842 m) = 4416 kN$$

Área requerida de torones de apoyo:

$$\text{Área Torones de Apoyo} = H_{wmuerto} / \phi * F_{pu}$$

Donde:

$H_{wmuerto}$  = Fuerza horizontal en el cable

$$\phi = 0.55$$

$F_{pu}$  = Esfuerzo último



Entonces,

$$4416 \text{ kN} / (0.55 * 1850 \text{ MPa}) = 4340 \text{ mm}^2$$

Número de torones:

$$\text{Área torón } 0.6" = 141 \text{ mm}^2$$

$$\text{Área torón } 0.5" = 100 \text{ mm}^2$$

Alternativa 1: Torones de 0.6":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones } (0.6") = 4340 \text{ mm}^2 / 141 \text{ mm}^2 = 31 \text{ torones}$$

Alternativa 2: Torones de 0.5":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones } (0.5") = 4340 \text{ mm}^2 / 100 \text{ mm}^2 = 44 \text{ Torones}$$

Se va a usar la alternativa 2, de 44 torones (22 por cada lado) y se va a usar una bocina de anclaje de 22 torones para anclar dichos torones al muerto de anclaje.

El área de torones de apoyo es:

$$44 \text{ Torones} * 100 \text{ mm}^2 = 4400 \text{ mm}^2$$

Área transformada de la losa prefabricada, Concreto in-situ y Cables de apoyo:

$$Ae = Aps + \frac{Ecs}{Eps} * Acs + \frac{Ebt}{Eps} * Abt \quad (20)$$

Ae: Área transformada

Aps = Área de la losa prefabricada

Acs = Área de la losa vaciada in-situ

Abt = Área de los cables de soporte

Ecs = Módulo de elasticidad concreto in-situ

Eps = Módulo de elasticidad concreto prefabricado

Ebt = Módulo de elasticidad cables de soporte

Entonces,

$$Ecs = 4700\sqrt{f_c}$$

$$E_{cs} = 4700 \sqrt{35}$$

$$E_{cs} = 27806 \text{ MPa}$$

$$E_{ps} = E_{cs} = 4700 \sqrt{35} = 27806 \text{ MPa}$$

Donde:

$E_c$  = Módulo de Elasticidad del Concreto (MPa).

$f'c$  = Resistencia a la compresión especificada a los 28 días (Mpa)

$$Ae = 0.402 \text{ m}^2 + \left( \frac{27806 \text{ MPa}}{27806 \text{ MPa}} \right) * 0.06 \text{ m}^2 + \left( \frac{200000 \text{ MPa}}{27806 \text{ MPa}} \right) * 0.0044 \text{ m}^2 = 0.492 \text{ m}^2$$

### Diseño torones de Postensado

Fuerza de Postensado (Pt):

$$\frac{Pt}{Ae} - \frac{Wd * L^2}{8} * \left( \frac{1}{fp} - \frac{1}{fd} \right) * \frac{1}{Ae} - \frac{WL * L^2}{8 * (fft)} * \frac{1}{Ae} = 0 \text{ MPa} \quad (21)$$

Donde:

Pt = Fuerza de postensado

Wd = Carga muerta

WL = Carga viva

Despejando  $P_t$  de la ecuación anterior se tiene que:

$$P_t = 81.31 \text{ kN} + 2161.3 \text{ kN}$$

$$P_t = 2243 \text{ kN}$$

Esta es la fuerza de presforzado neta que se le debe aplicar a la sección de concreto, es decir que este debe ser el valor final después de las pérdidas. Para hallar la fuerza real que se deben aplicar a los cables de postensado se debe calcular las pérdidas.

#### **Pérdidas:**

##### Pérdida por acortamiento elástico:

Suponiendo que el tensado de los torones se va a realizar en 2 etapas, se tiene el siguiente resultado:

$$\Delta f_{pEs} = \frac{N-1}{2N} * m * F_{cs} \quad (9)$$

Donde:

$E_s$  = Modulo de Elasticidad Acero (200000 MPa)

$E_c$  = Módulo de elasticidad Concreto (26587 MPa)

$$m = E_s/E_c \rightarrow 7.52$$

$N = 2$  (número de etapas de tensado)

$F_{cs}$  = Esfuerzo en el centroide de los torones (5.15 MPa)

$\Delta f_p(E_s)$  = Perdida por acortamiento elástico (9.68 MPa)

Donde:

$$F_{cs} = -\frac{P}{A_{\text{Concreto}}} - \frac{P * e}{I} * e \quad (22)$$

$$F_{cs} = -P \left( \frac{1}{A_{\text{Concreto}}} + \frac{e^2}{I} \right)$$

Se va a considerar una excentricidad de 0 cm:

$$F_{cs} = -2243 \text{ kN} * \left( \frac{1}{0.492 \text{ m}^2} + \frac{(0.00\text{m})^2}{\frac{1 * (2\text{m}) * (0.22\text{m})^3}{12}} \right) = 4.56 \text{ MPa}$$

$$(\Delta f_{pEs}) = \frac{2 - 1}{2 * (2)} * 7.52 * 4.56 \text{ MPa} = 8.57 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Perdida} = \frac{8.57 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 0.84 \%$$

Pérdidas por Fricción:

$$\Delta f_{fr} = P_o - P$$

(10)

$$P = P_0 * e^{-(u*\alpha + k*s)}$$

(11)

**Tabla 50. Pérdidas por fricción.**

Pérdidas por fricción	
P <sub>0</sub> : Fuerza de presforzado sin perdidas (kN)	2243
u (coef. Fricción)	0.3
K	0.002
α (radianes)	0
Y <sub>m</sub> : Excentricidad con respecto al centroide de la sección de concreto (m)	0
L :Longitud de torones a presforzar (m)	50
α	0.0048
P: Fuerza al final de las pérdidas (kN)	2027.6
%P (al final de la pérdida)	0.904
%Pérdida	9.51%

$$\Delta fP_{fr} = 9.51\%$$

Pérdidas por penetración de cuña:

$$\Delta fpa = \frac{\Delta s}{L} * Es \quad (12)$$

Donde:

$\Delta s$  (mm) = Deslizamiento de la cuña = 4 mm (para cuñas Freyssinet)

L = Longitud tendón (50 m)

Es = 200000 MPa

$$\Delta fpa = \frac{4}{50} * 200000 = 16 \text{ (MPa)}$$

$$\% \text{ Pérdida} = \frac{16 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 1.57 \%$$

Pérdida por flujo Plástico:

$$\Delta fP_{cr} = \frac{Es}{Ec} * \theta * Fc \quad (13)$$

Donde

$E_s$  (MPa) = Módulo elasticidad acero

$E_c$  (MPa) = Módulo elasticidad concreto

m: relación modular =  $E_s/E_c$

$\Theta$  = Coeficiente de flujo plástico

$F_{cs}$  (MPa) = Esfuerzo en el centroide de los torones

$$\Delta f_{Pcr} = \frac{200000 \text{ MPa}}{27805 \text{ MPa}} * 1.6 * 4.56 \text{ MPa} = 52.5 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Perdida} = \frac{52.5 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 5.16 \%$$

Pérdida por retracción del concreto:

$$\Delta f_p(sh) = \epsilon_{SH} * E_p \quad (14)$$

Donde:

$$\epsilon_{SH} = \frac{0.0002}{\text{Log}_{10}(t+2)} \quad (15)$$



t = edad del concreto al momento de aplicar la carga en días

Ep = Módulo de elasticidad del torón de acero.

$$\epsilon_{SH} = \frac{0.0002}{\log_{10}(7+2)} = 0.000209$$

$$\Delta fP(sh) = 0.000209 * 200000 MPa = 41.91 MPa$$

$$\% Perdida = \frac{41.91 MPa}{0.55 * 1850 MPa} = 4.12 \%$$

Pérdida por relajación del Acero:

$$\Delta fP(R) = \frac{f_{pi}}{KL} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (16)$$

Donde:

Fpi = Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Fpy = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

Kl = Factor que tiene en cuenta el tipo de acero (30 para aceros de baja relajación y 7 para otros aceros). Para este proyecto, los torones a usar son de Grado 270 de baja relajación.

$$\Delta fP(R) = \frac{1850 \text{ MPa}}{30} * \left( \frac{0.55 * 1850 \text{ MPa}}{0.8 * 1850 \text{ MPa}} - 0.55 \right) = 8.48 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Pérdida} = \frac{8.48 \text{ MPa}}{0.55 * 1850 \text{ MPa}} = 0.83 \%$$

**Tabla 51. Pérdidas totales de postensado.**

<b>Tipo de Pérdida</b>	<b>% Pérdida</b>
Acortamiento elástico	0.84 %
Fricción	9.51 %
Penetración de Cuña	1.57 %
Flujo Plástico del Concreto	5.16 %
Retracción del Concreto	4.12 %
Relajación del Acero	0.83 %
<b>Total Pérdidas→</b>	<b>22.03%</b>

Por lo tanto la fuerza de presforzado que se debe aplicar es:

$$Pt(neta) = \frac{2243 \text{ kN}}{(1 - 0.2166)} = 2863 \text{ kN}$$

Máximo esfuerzo de Compresión en la sección de Concreto:

$$Pt/Ae = (2863 \text{ kN} / 0.492 \text{ m}^2) = 5.8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple ya que es mucho menor que } f'_c$$

Con esta fuerza se pasa a calcular el número de torones necesarios:

Área requerida de torones de presforzado:

$$A_{pt} = Pt / \phi * F_{pu}$$

Donde:

$$\phi = 0.55$$

$$A_{pt} = 2863 \text{ kN} / 0.55 * 1850 \text{ Mpa} = 2813.7 \text{ mm}^2$$

Alternativa 1: Torones de 0.6":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.6")} = 2813.7 \text{ mm}^2 / 141 \text{ mm}^2 = 20 \text{ Torones}$$

Cantidad de cables:

Si se utilizan cables de 7 torones→

$$\text{Cables (0.6")} 7 \text{ Torones} = 20 \text{ Torones} / 7 = 2.86 \text{ Cables}$$

Si se utilizan cables de 12 torones→

$$\text{Cables (0.6")} 12 \text{ Torones} = 20 \text{ Torones} / 12 = 1.67 \text{ Cables}$$

Alternativa 2: Torones de 0.5 ":

Cantidad de torones:

$$\text{Torones (0.5")} = 2813.7 \text{ mm}^2 / 100 \text{ mm}^2 = 28 \text{ Torones}$$

Cantidad de cables:

Si se utilizan cables de 7 torones→

$$\text{Cables (0.5")} 7 \text{ Torones} = 28 \text{ Torones} / 7 = 4 \text{ Cables}$$

Si se utilizan cables de 12 torones→

$$\text{Cables (0.6")} 12 \text{ Torones} = 28 \text{ Torones} / 12 = 2.33 \text{ Cables}$$

La solución más óptima es usar 4 Cables de 7 Torones de 0.5 Pulgadas.

**Diseño Anclajes**

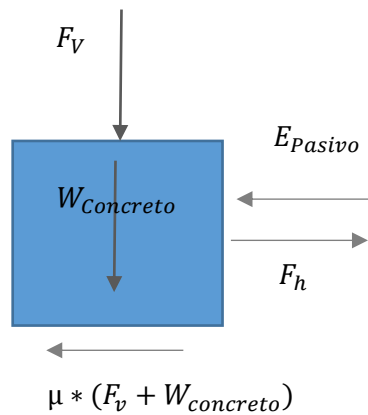
Datos:

**Tabla 52. Datos para diseño de anclajes.**

Fh= Fuerza horizontal en los cables de soporte
$Fh = \frac{W * L^2}{8 * fd}$
$Fv = \frac{W * L}{2}$
W (Carga Muerta+viva) sin amplificar: 18.18 kN/m
L: 50m
fd: 1.842m
Fh =3084 kN

$F_v=454.5 \text{ kN}$
$\mu$ (Coeficiente de fricción)= 0.3
Factor seguridad deslizamiento=1.5

Alternativa 1: Muertos de concreto (sin anclajes)



En vista de que se debe tener un factor de seguridad contra el deslizamiento de 1.5 Se debe cumplir la siguiente relación:

$$F.S = \frac{\mu * (F_v + W_{concreto}) + E_p}{F_h} \quad (23)$$

$$W_{concreto} = (\gamma_{concreto} * VolumenConcreto) \quad (24)$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Debido a las condiciones topográficas del terreno de construcción, el empuje pasivo se desprecia. Se tiene entonces que:

$$F.S = \frac{u * (F_v + \gamma_{\text{concreto}} * \text{VolumenConcreto})}{F_h}$$

$$W_{\text{concreto}} = (\gamma_{\text{concreto}} * \text{VolumenConcreto})$$

$$1.5 = 0.3 * (454.5 \text{ kN} + 24 \text{ kN/m}^3 * \text{VolConcreto}) / 3084 \text{ kN}$$

$$\text{Volumen Concreto} = 623.56 \text{ m}^3$$

Suponiendo que el bloque tiene las tres dimensiones iguales, se tiene:

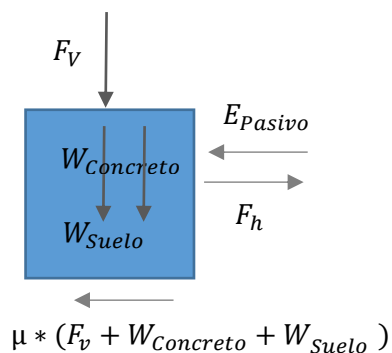
$$\text{Volumenconcreto} = L^3$$

$$L = \sqrt[3]{\text{Volumenconcreto}}$$

(25)

$$L = 8.54 \text{ m}$$

Alternativa 2: Caja de Concreto + lleno



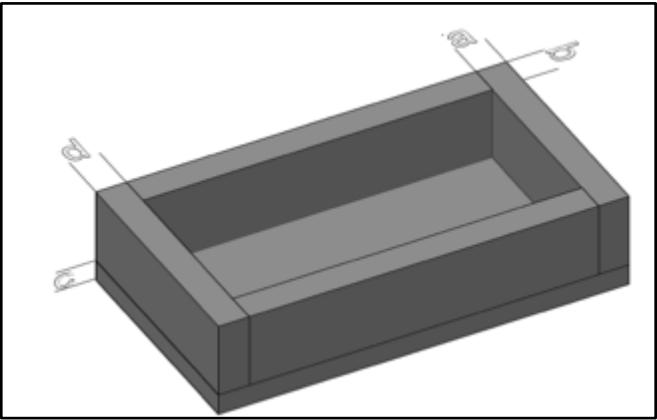
$$\gamma_{\text{concreto}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 16 \text{ kN/m}^3$$

Dimensiones caja:

**Tabla 53. Datos iniciales caja de concreto.**

a : espesor pared frontal
b : espesor paredes lateral
c : espesor base
d : espesor pared trasera
L : longitud
B : ancho
H : altura



**Ilustración 67. Caja de concreto con lleno**

$$\text{Peso Caja Concreto} = \gamma_{\text{concreto}} * \text{VolumenConcreto} \tag{26}$$

$$V_{\text{concreto}} = a * (B * (H - c)) + b * ((L - a) * (H - c)) * 2 + c * (B * L) + d * (B * (H - c)) \tag{27}$$

$$Peso\ Lleno = \gamma_{suelo} * VolumenLleno \quad (28)$$

$$VolumenInteriorCaja = VolumenLleno = (L - a - d) * (B - 2b) * (H - c) \quad (29)$$

$$F.S = \frac{u * (Fv + Wconcreto + Wsuelo)}{Fh} \quad (30)$$

$$F.S = \frac{u * (Fv + \gamma_{concreto} * VolumenConcreto + \gamma_{suelo} * VolumenLleno)}{Fh}$$

$$F.S * Fh - u * Fv =$$

$$u * \gamma_{concreto} * [a * (B * (H - c)) + b * ((L - a - d) * (H - c)) * 2 + c * (B * L) + d * (B * (H - c))] + u * \gamma_{suelo} * (L - a - d) * (B - 2b) * (H - c)$$

Reemplazando en la ecuación anterior, los espesores de las paredes, y asumiendo dos de las tres dimensiones de la caja (L, B, H), se puede despejar la dimensión restante, y por ende el peso del concreto y del suelo.

**Tabla 54. Dimensiones caja de concreto.**

a = 0.4m
b = 0.2m
c = 0.4m
d = 0.2m
b = 6m
h = 6m



$$Fanclaje = (Perimetro * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (32)$$

$$F_{anclaje} = (\pi * DiámetroAnclaje * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (33)$$

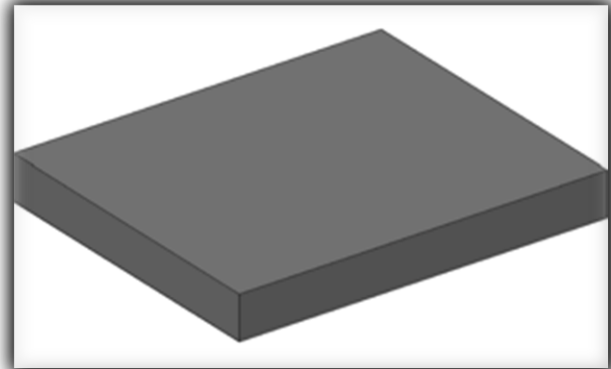
**Tabla 55. Propiedades de materiales y anclajes.**

$\Theta$ : Ángulo de los anclaje con respecto a la horizontal
$\gamma_{concreto} = 24 \text{ kN/m}^3$
$\gamma_{suelo} = 16 \text{ kN/m}^3$

Dimensiones Muerto:

**Tabla 56. Dimensiones del Muerto.**

L :largo
B : ancho
H : altura



**Ilustración 68. Muerto de concreto con anclajes**

$$Peso \text{ Caja Concreto} = \gamma_{concreto} * VolumenConcreto \quad (34)$$

$$Volumen \text{ de Concreto} = B * l * H \quad (35)$$

$$F_h = u * (F_v + W_{concreto}) + (F_{anclajes} \cos \Theta) \quad (36)$$

$$F_h - u * F_v = u * \gamma_{concreto} * (B * L * H) + (F_{anclajes} * \cos \Theta) \quad (37)$$

Valores de las dimensiones del muerto de concreto:

Las dimensiones del muerto se seleccionaron al hacer varias iteraciones para tener unas dimensiones de tal manera que el número de anclajes calculados se pueda acomodar con las separaciones requeridas. Estas dimensiones pueden tener múltiples resultados, ya dependiendo de las limitaciones del terreno se fija una o dos dimensiones y se itera con las dimensiones restantes. Cabe mencionar que las dimensiones de este pueden ser mucho más pequeñas pero en vista de que no se tienen datos del estudio de suelos se decide asumir parámetros conservadores para el diseño de este, en donde dichos parámetros pueden influenciar considerablemente en la cantidad de anclajes que se requieren y en las dimensiones del muerto.

**Tabla 57. Dimensiones muerto de concreto con anclajes.**

B: 6 m
H: 1.0 m
L :6 m

Volumen Concreto =  $36 \text{ m}^3$

Remplazando los valores y despejando la fuerza de anclajes de la ecuación 37, se tiene:

Fuerza de Anclaje Necesaria = 3104 kN

Debido a que esta fuerza de anclaje se determino a partir de unas cargas de servicio sin mayorar, es necesario amplificar esta fuerza por un factor de amplificación, el cual esta entre 1,5 y 1,7. Para este proyecto se decide trabajar con un factor de 1.6. De acuerdo con lo anterior se tiene que:

Fuerza de Anclaje amplificada=  $3104 \text{ kN} * (1.6)=4966 \text{ kN}$

Con esta fuerza de anclaje requerida, se pasa a diseñar los anclajes para hallar la cantidad de anclajes requeridos y la longitud de cada uno. Se sabe que la fuerza de anclaje es:

$$F_{\text{anclaje}} = (\text{Perimetro} * \text{LongitudAnclaje} * \text{fricciónSuelo}) \quad (38)$$

De acuerdo con catálogo suministrado por la empresa de anclajes Freyssinet, se tiene los siguientes datos para los anclajes permanentes:

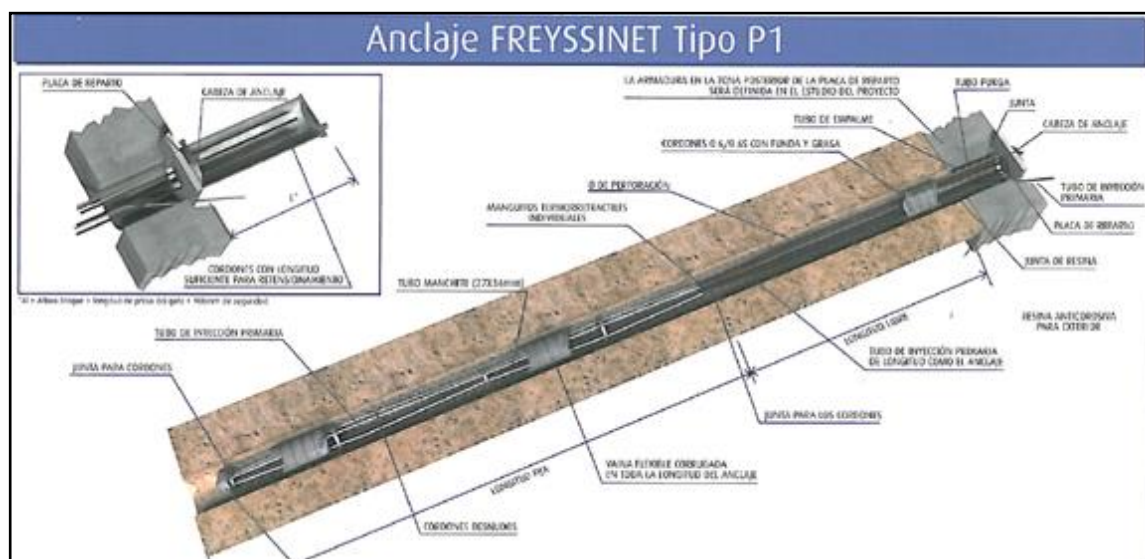
**Tabla 58. Datos para anclajes al terreno.**

$\Theta = 30$ grados
Diámetro Anclajes = 0.132 m

Se asume un valor de resistencia a la fricción del suelo de 50 kN/m<sup>2</sup> ya que es un valor conservador y no se cuenta con un estudio de suelos de la zona.

**Tabla 59. Catalogo anclajes al terreno. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Cordon	Sección	Bloques	Hueco(*)	Gama C./K	Diam.C./K	Puntero	Separador	Vaina Lisa	Vaina	Int. Prim.	Int. Secund.	Saco	Obtur.res	Placa de reparto			
								Corrugada						Sin ángulo		Con ángulo	
								(L.I.)	(L.F.)	(Long-Anda)	(en L.I.)	obturador		Lado	Espeor	Lado	Espeor
			(Placa)	(Placa)			PVC	PVC	PVC	PVC	PVC			DL	S	DL	Espeor
	(mm2)	(KN)	(mm)		(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m m)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
2x3.6"	278	280	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL50	GL50	20	16	Opcional	Obligatorio			210	
3x3.6"	417	420	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL65	GL65	20	16	Opcional	Obligatorio	210	25	a	25
4x3.6"	556	560	132	4x15/4x15	95/120	metálico	1/m. L.F.	GL65	GL65	20	16	Opcional	Obligatorio			270	
5x3.6"	695	700	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL70	GL70	20	16	Opcional	Obligatorio			300	
6x3.6"	834	840	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL70	GL70	20	16	Opcional	Obligatorio	300	30	a	30
7x3.6"	973	980	150	7x15/7x15	110/140	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio			340	
8x3.6"	1112	1120	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio				
9x3.6"	1251	1260	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL85	GL85	20	16	Opcional	Obligatorio			380	
10x3.6"	1390	1400	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL100	GL100	20	16	Opcional	Obligatorio	380	40	a	40
11x3.6"	1529	1541	150	13x15/12x15	160/162	metálico	1/m. L.F.	GL100	GL100	20	16	Opcional	Obligatorio			410	



**Ilustración 69. Anclaje Freyssinet tipo P1. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Si se utiliza el anclaje permanente de 2 cordones (Torones) de 0.6", el cual resiste una fuerza nominal de 280 kN, la longitud que debe tener cada anclaje es entonces:

$$F_{anclaje} = (Perimetro * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (39)$$

$$F_{anclaje} = (\pi * Diametro Anclaje * LongitudAnclaje * fricciónSuelo) \quad (40)$$

$$280 \text{ Kn} = \left( \pi * 0.132 \text{ m} * LongitudAnclaje * 50 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} / 1.5 \right)$$

Para el diseño geotécnico, es recomendable trabajar con factores de seguridad debido a la gran incertidumbre que se tiene en la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo. Para el diseño de anclajes, se recomienda reducir la resistencia al corte del suelo por un factor de seguridad que varía entre 1.5 y 2. La selección de este factor de seguridad dependerá de la calidad de los parámetros geotécnicos del suelo. Para este proyecto se decide trabajar con un factor de seguridad de 1.5 para el diseño de los anclajes.

$$Longitud \text{ Anclaje} = \frac{280 \text{ Kn}}{\pi * 0.132 \text{ m} * \frac{50 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}}{1.5}} = 20.25 \text{ m}$$

$$No \text{ de Anclajes} = \left( \frac{Fuerza \text{ total anclajes}}{Fuerza \text{ de cada anclaje}} \right) \quad (41)$$

$$N_o \text{ de Anclajes} = \frac{4966 \text{ Kn}}{280 \text{ Kn}} = 18 \text{ Anclajes}$$

Se tiene entonces 18 anclajes de 20.25 m de longitud de bulbo con un ángulo respecto a la horizontal de 30 grados. Con esta cantidad de anclajes, se procede a determinar el factor de seguridad que se tiene al deslizamiento, que de acuerdo con la AASHTO debe ser al menos de 1.5.

$$F.S = \frac{u * (F_v + W_{concreto}) + (F_{anclaje} * \cos 30)}{F_h}$$

$$F.S = \frac{0.3 * \left( 454.5 \text{ Kn} + 36 \text{ m}^3 * 24 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) + (5040 \text{ Kn} * \cos 30)}{3084 \text{ Kn}}$$

$$F.S = 1.54$$

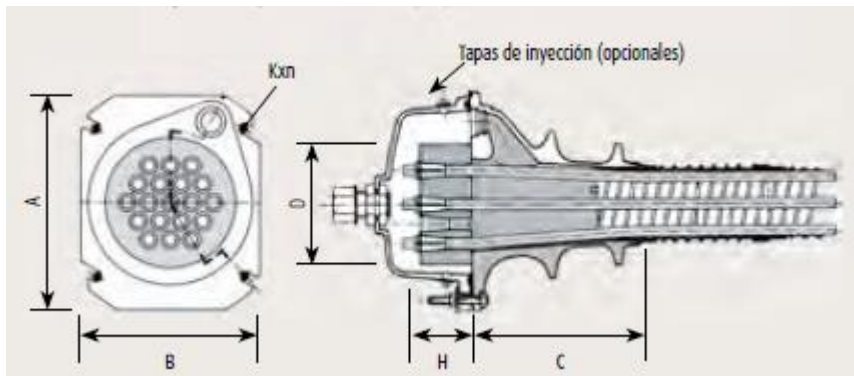
La longitud libre del anclaje debe seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la potencial o real superficie de falla. La longitud mínima entre el bulbo y la superficie del terreno es de 4.5 metros para cables y 3 metros para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de cargas de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes. (Rugules & Hernández Joya, 2012).

Finalmente se tiene que se requieren 18 anclajes de longitud total de 25 m (4.5 m de longitud libre y 20.25 m de longitud de bulbo).

La separación de los anclajes es la mínima recomendada por la Federal Highway Administration (FHWA), la cual es igual a 1.2 m.

#### Anclajes de torones de soporte y postensado en el muerto de concreto:

Para los cables de soporte y de postensado, se usara un anclaje Freyssinet Gama C tipo 22C15 de 22 Torones y 7C15 de 7 Torones respectivamente.



**Ilustración 70. Anclaje Gama C. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

**Tabla 60. Especificaciones anclajes gamma C. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

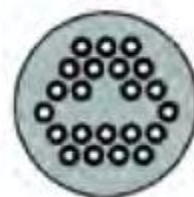
Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Para el anclaje de torones de soporte, el anclaje a usar es de las siguientes características:

A (mm)= 330

B (mm)=275

D (mm)= 220



**22C15\***

**Ilustración 71. Bocina de anclaje de 22 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Para los torones de postensado, se tienen las siguientes especificaciones:

A (mm)= 180

B (mm)=150

D (mm)= 110

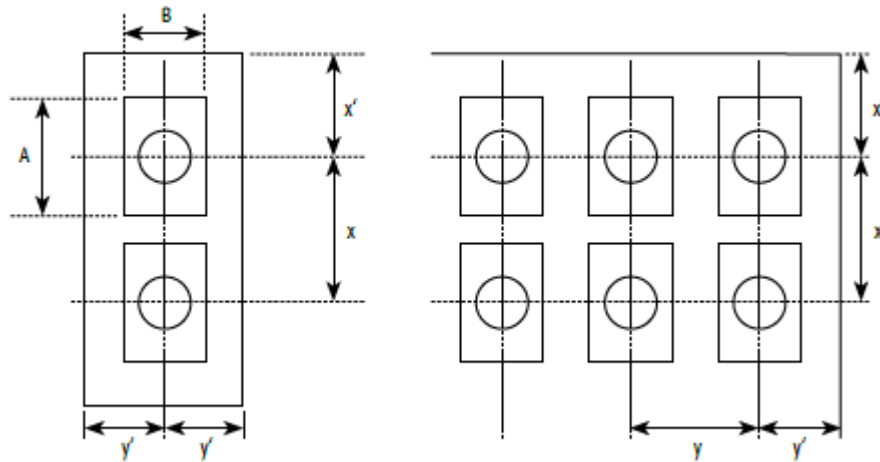


**7C15**

**Ilustración 72. Bocina de anclaje de 7 torones. Fuente: (Freyssinet, 2013)**



Separación:



**Ilustración 73. Recubrimiento y separaciones mínimas para anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

De acuerdo a las especificaciones dadas por Freyssinet, la separación de los anclajes debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$X \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$Y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$X \geq 0.85 \cdot (a)$$

$$Y \geq 0.85 \cdot (b)$$

$$x' \geq 0.5 \cdot (X) + 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0.5 \cdot (Y) + 10 \text{ (mm)}$$

Donde a y b se obtienen de la Tabla 26:

**Tabla 61. Factores a y b para determinar separación mínima entre anclajes. Fuente: (Freyssinet, 2013)**

Unidades	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

Para valores de  $f_c$  diferentes a los de la tabla se permite hallar los valores usando interpolación.

Para este caso, donde se va a utilizar un valor de  $f_c = 35$  MPa, se tienen los siguientes resultados:

$a = b = 483$  mm  $\rightarrow$  Para anclaje 22C15

$a = b = 285$  mm  $\rightarrow$  Para anclaje 7C15

Se tiene entonces las siguientes distancias mínimas de separación:

Para anclaje 22C15:

$X = 410$  mm

$Y = 410$  mm

$y' = 215$  mm

$x' = 215$  mm

Para anclaje 7C15:

$$X = 242 \text{ mm}$$

$$Y = 242 \text{ mm}$$

$$y' = 131 \text{ mm}$$

$$x' = 131 \text{ mm}$$

